



UNIVERSIDAD ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACION SISMICA Y ANALISIS DE ENVEJECIMIENTO DE LA ESTRUCTURA DEL BLOCK DE
PISCINA DEL REACTOR NUCLEAR RECH-1”

Memoria para optar al título de ingeniero civil.

NICOLAS ALONSO HERNANDEZ MERUANE

PROFESOR GUÍA
EUGENIO VARGAS CARDENAS

SANTIAGO – CHILE
SEPTIEMBRE, 2015

RESUMEN.

El Reactor Experimental Chileno uno. Fue diseñado a finales de la década de los 60' y su construcción comenzó a principio de los 70', el diseño estructural del RECH-1, es una copia de los reactores de piscina británicos. Con más de cuarenta años en operación y situado en un país como el nuestro, donde la sismicidad es alta, surge de manera imperante, la necesidad de conocer el estado actual de la estructura, para ello se evalúa su envejecimiento mediante un documento propuesto por la Agencia Internacional de Energía Atómica, además de un análisis sísmico.

La función que desempeña la estructura no permite realizar ensayos invasivos para poder conocer el estado de los hormigones, por lo que el estudio de los mismos se desarrolla mediante modelos que permitan reflejar los fenómenos que los afectan. Siendo lo de mayor importancia el estudio de las grietas que presenta. En análisis sísmico es necesario para contextualizar la estructura y observar cómo se comporta el diseño bajo la normativa nacional.

El modelo de elementos finitos que se realizara para obtener los esfuerzos en los elementos de hormigón armado, incorpora el acople de las masas de agua presentes en la piscina y es sometido a un proceso de calibración para luego proceder a la realización de un análisis modal espectral bajo el espectro de la norma NCH 2369.

Para calibrar el modelo, se procede a comprar los registros de salidas del modelo versus los registros monitoreados en la estructura, se comparan algunos parámetros de los registros, como energía liberada, picos de aceleración contenidos de frecuencias etc. Se recurre a la experiencia de los ingenieros chilenos, como Arturo Arias, quien participo en el diseño del edificio de contención del RECH-1, y Raúl Saragoni quien reviso la estructura luego del terremoto del 27 de febrero del 2010.

INDICE GENERAL.

- 1. Introducción..... - 1 -
 - 1.1 Un poco de historia - 1 -
 - 1.2 Antecedentes Generales..... - 2 -
 - 1.3 Antecedentes específicos. - 3 -
 - 1.3.1 Localización. - 3 -
 - 1.3.2 Topografía. - 3 -
 - 1.3.3 Geología. - 4 -
 - 1.3.4 Mecánica de Suelo..... - 4 -
 - 1.3.5 Block del Reactor. - 5 -
 - 1.4 Objetivo General. - 6 -
 - 1.5 Objetivos Específicos. - 6 -
- 2. Metodología. - 8 -
 - 2.1 Documentación..... - 8 -
 - 2.2 Matriz de Envejecimiento - 8 -
 - 2.2.1 Condiciones de servicio. - 9 -
 - 2.2.2 Creep..... - 9 -
 - 2.2.3 Shrinkage. - 9 -
 - 2.3 Maqueta - 9 -
 - 2.4 Análisis Sísmico. - 10 -
 - 2.4.1 Modelo. - 10 -
 - 2.4.1.1 Criterios de modelación..... - 10 -
 - 2.5 Calibración. - 11 -
 - 2.5.2 Análisis Modal Espectral. - 12 -
- 3. Marco Teórico - 13 -
 - 3.1 Elasticidad Bidimensional. - 13 -
 - 3.1.1 Ecuación constitutiva. - 13 -
 - 3.2 Elementos Finitos..... - 14 -

3.2.1	Mallado.....	- 14 -
3.2.2	Funciones de interpolación.....	- 15 -
3.2.3	Convergencia de las funciones de transferencia.	- 16 -
3.3	Flexión de placas.	- 17 -
3.3.1	Teoría clásica.....	- 17 -
3.3.2	Teoría de Mindlin - Reissner	- 18 -
3.4	Creep y shrinkage en hormigones endurecidos.....	- 20 -
3.4.1	Creep.....	- 20 -
3.4.2	Shrinkage.	- 26 -
3.5	Hidrodinámica.....	- 30 -
3.5.1	Presión hidrodinámica.....	- 31 -
3.5.2	Modos Naturales de Vibración del Agua.	- 33 -
3.5.3	Interacción Fluido Estructura.....	- 35 -
3.6	Análisis Modal Espectral	- 39 -
3.6.1	Ecuación de estado.	- 39 -
3.6.2	Vectores Modales.....	- 41 -
3.7	Análisis Tiempo Historia.....	- 41 -
3.7.1	Integración numérica directa.	- 42 -
3.7.2	El método de Newmark.	- 42 -
4.	Matriz de envejecimiento.	- 45 -
4.1	Maqueta.....	- 45 -
4.2	Materiales que conforman el RECH1.....	- 48 -
4.2.1	Hormigón.	- 48 -
4.2.2	Acero de Refuerzo.	- 49 -
4.2.3	Moldajes.	- 51 -
4.3	Estimación obra gruesa RECH -1.....	- 52 -
4.4	Matriz de envejecimiento	- 53 -
4.4.1	Documentación.....	- 55 -
4.4.2	Condiciones de servicio.	- 57 -
4.4.3	Shrinkage.	- 63 -

4.4.4	Creep.....	- 68 -
5.	CRITERIOS DE MODELACION.....	- 72 -
5.1.1	Geometría.....	- 72 -
5.1.2	Interacción fluido estructura.....	- 73 -
5.1.3	Elasticidad bidimensional.....	- 77 -
5.1.4	Configuración para transmisión de esfuerzos.	- 79 -
5.1.5	Interacción suelo estructura.	- 80 -
5.2	Calibracion del modelo.....	- 81 -
5.2.1	Instrumentación de la estructura.	- 81 -
5.3	Calibracion direccion Norte – Sur.	- 86 -
5.3.1	Registros y picos de aceleración.	- 86 -
5.3.2	Intensidad de Arias Normalizada en los intervalos de la Zona fuerte.	- 87 -
5.3.3	Comparación de indicadores.	- 88 -
5.3.4	Periodo natural de vibración.....	- 88 -
5.4	Calibracion direccion Este - Oeste.	- 89 -
5.4.1	Registros y picos de aceleración.	- 89 -
5.4.2	Intensidad de Arias Normalizada en los intervalos de la Zona fuerte.	- 90 -
5.4.3	Comparación de indicadores.	- 91 -
5.4.4	Periodo natural de vibración.....	- 91 -
6.	ANALISIS SISMICO.	- 92 -
6.1	Espectro de diseño.....	- 93 -
6.1.1	Parámetros Dirección Norte – Sur.	- 93 -
6.1.2	Parámetros Dirección Este – Oeste.....	- 93 -
6.1.3	Espectro elástico en la dirección Norte – Sur.	- 94 -
6.1.4	Espectro elástico en la dirección Este – Oeste.....	- 95 -
7.	ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES.	- 96 -
7.1	Materialidad.....	- 96 -
7.2	Condiciones de Servicio.	- 97 -
7.2.1	Deflexiones.....	- 97 -
7.2.2	Agrietamiento.	- 98 -

7.2.3	Grietas.....	- 99 -
7.3	Modelación.	- 102 -
7.3.1	Elasticidad bidimensional.....	- 103 -
7.3.2	Elementos finitos.	- 103 -
7.3.3	Transmisión de esfuerzos.....	- 105 -
7.3.4	Interacción suelo estructura.	- 107 -
7.3.5	Interacción Fluido – Estructura.....	- 108 -
7.4	Calibración del modelo	- 110 -
7.4.1	Picos de aceleración.....	- 110 -
7.4.2	Intensidad de Arias.	- 111 -
7.4.3	Potencial destructivo de Saragoni.	- 111 -
7.5	Análisis sísmico,	- 112 -
7.5.1	Espectro de aceleración.....	- 113 -
7.5.2	Análisis tiempo historia.....	- 113 -
7.5.3	Combinaciones de cargas.....	- 114 -
7.5.4	Análisis Elástico.	- 116 -
7.5.5	Terremoto 27 de febrero del 2010.	- 117 -
7.5.6	Limitaciones.	- 120 -
8	BIBLIOGRAFIA.....	- 121 -

INDICE DE TABLAS.

Tabla 1 Entradas del problema de Creep [Fuente: (ACI 209, 2008)] - 22 -

Tabla 2: Propiedades del Concreto [Fuente: (ACI 209, 2008)]..... - 24 -

Tabla 3: Propiedades estimadas de la Mezcla de concreto [Fuente: (ACI 209, 2008)]- 24 -

-

Tabla 4: Algoritmo de Newmark para aceleraciones [Fuente: (Meruane, Dinámica Estructural)] - 44 -

Tabla 5: Propiedades Físicas obtenidas de la maqueta. - 47 -

Tabla 6: cubicación referencial para estimación de cantidades de acero..... - 51 -

Tabla 7: cubicación referencial para estimación de cantidades de acero..... - 51 -

Tabla 8: Volumen de Hormigón Corte J - 51 -

Tabla 9: moldajes según elementos estructurales principales - 52 -

Tabla 10: estimación barras de refuerzo según cuantías de diseño - 52 -

Tabla 11: presupuesto referencial obra gruesa Rech-1 - 53 -

Tabla 12: comparación de momentos sala de ventilación..... - 58 -

Tabla 13: comparación de momentos sala de bombas - 60 -

Tabla 14: comparación de deflexiones losa sala de ventilación..... - 62 -

Tabla 15: comparación de deflexiones sala de Bombas - 63 -

Tabla 16: datos de entrada para el cálculo de la contracción y fluencia lenta. - 64 -

Tabla 17: Propiedades estimadas del concreto para cálculo de contracción y fluencia lenta..... - 65 -

Tabla 18: mezcla estimada del concreto para el cálculo de contracción y fluencia lenta - 65 -

Tabla 19: factores para cálculo de contracción - 66 -

Tabla 20: Contracción de los muros inferiores de la piscina del block Rech-1 - 68 -

Tabla 21: Factores para el cálculo de la fluencia lenta - 69 -

Tabla 22: Reducción de los muros por flujo plástico - 71 -

Tabla 23: Masas bajo la cota 7.4m - 74 -

Tabla 24: Centros de gravedad masas bajo la cota 7.4 m - 75 -

Tabla 25: masa equivalentes a acelerar Eje Y - 75 -

Tabla 26: Masas equivalentes a acelerar Eje X..... - 75 -

Tabla 27: Centros de Gravedad de las masas a acelerar Eje Y..... - 76 -

Tabla 28: Centros de gravedad de las masas acelerar Eje X..... - 76 -

Tabla 29: Comparación de los indicadores de calibración en la dirección Norte – Sur.... - 88 -

Tabla 30: Comparación de los indicadores de calibración en la dirección Este – Oeste. - 91 -

Tabla 31: parámetros para la elaboración del espectro de diseño según (Nch 2369, 2003) - 93 -

Tabla 32: parámetros para la elaboración del espectro de diseño según (Nch 2369, 2003) - 93 -

Tabla 33: control de deflexiones según (ACI 349, 2001)..... - 97 -

Tabla 34: momentos de agrietamiento de las losas y muros de la piscina del RECH-1 .. - 98 -

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Deformaciones de un elemento finito bidimensional [Fuente: (Celigüeta, 2008)] - 15 -

Ilustración 2: Sección diferencial de placa, estados tensionales [Fuente: (Celigüeta, 2008)] - 17 -

Ilustración 3: sección diferencial de placa, distorsión producto del giro Fuente [(Celigüeta, 2008)] - 19 -

Ilustración 4: Curva flujo plástico [Fuente: (Nilson, 2001)] - 21 -

Ilustración 5: Comparación modelo ACI 209 v/s Banco de datos RILEM [Fuente: (ACI 209, 2008)] - 27 -

Ilustración 6: Distribución de presión para un líquido incompresible [Fuente: (Newmark, 1976), Modificado]..... - 32 -

Ilustración 7: Envolventes de las respuestas para excitaciones armónicas según flores (1966) [Fuente: (Newmark, 1976), Modificado] - 34 -

Ilustración 8: Movimiento del fluido en el estanque [Fuente: (ACI 350, 2001)] - 35 -

Ilustración 9: Modelo dinámico [Fuente: (ACI 350, 2001)]..... - 36 -

Ilustración 10: Esquema de la aceleración promedio constante de Newmark [Fuente: (Meruane, Dinámica Estructural)] - 43 -

Ilustración 11: Comparación de las plantas de Fundaciones..... - 46 -

Ilustración 12: Vista isométrica de la Maqueta - 47 -

Ilustración 13: Hormigones de alta densidad con ferrita - 49 -

Ilustración 14: fragmento de plano original Rech- 1 [Fuente: Comisión Chilena de Energía Nuclear]..... - 50 -

Ilustración 15: matriz de envejecimiento según AIEA - 54 -

Ilustración 16: distribución de momentos losa sala de ventilación..... - 57 -

Ilustración 17: momento solicitante sobre la losa sala de ventilación - 58 -

Ilustración 18: momentos solicitantes sobre la losa sala de bombas. - 59 -

Ilustración 19: momento solicitante sobre losa sala de Bombas..... - 60 -

Ilustración 20: deformada losa sala de ventilación - 61 -

Ilustración 21: deformada sala de Bombas..... - 62 -

Ilustración 22: Grafico Contracción de los muros de la piscina Block Rech-1 - 67 -

Ilustración 23: Grafico Deformación por flujo plástico en muros de la piscina Block Rech-1..... - 70 -

Ilustración 24: Grilla para modelo en SAP2000 - 72 -

Ilustración 25: Vista Isométrica modelo elementos finitos - 73 -

Ilustración 26: vistas esquemáticas del acople de Masas en ambas direcciones - 76 -

Ilustración 27: elementos estructurales modelados con elemento Shell Thick..... - 78 -

Ilustración 28: Elementos estructurales modelados con elemento finito Shell Thin... - 79 -

Ilustración 29: Elemento finito Cuadrilátero. - 80 -

Ilustración 30: modelación interacción suelo estructura. - 81 -

Ilustración 31: Sistema de Monitoreo Estructural [Fuente: (DAN-DES, 2011),
modificado] - 82 -

Ilustración 32: equipos de monitoreo utilizados para calibrar los modelos - 83 -

Ilustración 33: Registros basales para calibración del modelo - 85 -

Ilustración 34: Registros y picos de aceleración en la dirección norte – sur. - 86 -

Ilustración 35: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida Instrumental - 87 -

Ilustración 36: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida del Modelo - 87 -

Ilustración 37: Registros y picos de aceleración en la dirección Este - Oeste - 89 -

Ilustración 38: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida Instrumental - 90 -

Ilustración 39: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida del Modelo - 90 -

Ilustración 40: Espectro de diseño sísmico (Nch 2369, 2003)..... - 94 -

Ilustración 41: Espectro de diseño sísmico (Nch 2369, 2003)..... - 95 -

Ilustración 42: intersección donde se presentan las grietas..... - 100 -

Ilustración 43: Grieta superior eje referencial ilustración numero 42..... - 101 -

Ilustración 44: Grieta inferior eje referencial ilustración numero 42..... - 101 -

Ilustración 45: Error constructivo - 102 -

Ilustración 46: funciones de interpolación para elementos finitos Shell - 106 -

Ilustración 47: transmisión de esfuerzos. - 106 -

Ilustración 48: corte basal de la estructura obtenido desde el modelo. - 116 -

Ilustración 49: aproximación de las aceleraciones producidas por terremoto “27f” - 119 -

1. Introducción.

1.1 Un poco de historia

Transcurría el año 1954, cuando en la Universidad de Chile, recibe como regalo un acelerador de partículas, de parte de Suiza. Con fines de investigación, creándose así el Grupo de Física Nuclear en el departamento de Física de dicha Universidad.

El 14 de septiembre de 1955 se presenta un ante el senado de la republica un proyecto de ley referido a las futuras energías que el país podría disponer, el Dr. Eduardo Cruz Coke Lassabe era quien encabezaba la comisión a cargo de este proyecto de ley.

“el más inquietante de los problemas del mundo contemporáneo: el descubrimiento del manejo del fuego atómico, en su uso pacífico”.

Dr. Eduardo Cruz Coke Lassabe

Casi 10 años más tarde en el Gobierno de Jorge Alessandri Rodríguez, se crea 16 de abril de 1964 la Comisión Nacional de Energía Nuclear y el 23 de Octubre de 1965 la Comisión Chilena de Energía Nuclear (en adelante CCHEN), según la ley N° 16.319.

La misión y objetivos fijados por ley son:

- Atender los problemas relacionados con la producción, adquisición, transferencia, transporte y usos pacíficos de la energía atómica y de los materiales fértiles, fisiónables y radiactivos.
- Regular, fiscalizar y controlar, desde el punto de vista de la seguridad nuclear y radiológica, las instalaciones nucleares y las instalaciones radiactivas relevantes en todo el país.

Dos años más tarde, finalizando un informe que contiene el estudio de emplazamiento, basado en diversos factores, tales como

- Geología.
- Hidrología del terreno
- Humedad relativa
- Meteorología
- Temperatura
- Topografía
- Mecánica de suelo.
- Accesibilidad.
- posible expansión urbana.

Y así en 1966 se presentan las bases para construcción del RECH-1.

En 1968 comienza la construcción del Centro de Estudios Nucleares La Reina, donde dos años más tarde se terminará de construir el edificio que alberga al RECH-1. Esta misión estuvo a cargo de *Fairey Engineering Limited* empresa británica, quien en la actualidad desarrolla tecnologías militares, ellos fueron los encargados del diseño, construcción y puesta en marcha del RECH-1.

1.2 Antecedentes Generales.

El RECH -1 es un Reactor Nuclear de fusión auto sostenida, basado en los reactores británicos de la época, este reactor, habita en un Block de hormigón armado, y rodeado de una columna de agua, de 10 metros de altura, las piscinas contenedoras del agua, tienen forma hexagonal y albergan 235 toneladas de agua, trata especialmente con el fin de disminuir sus impurezas al máximo. Tras

las piscinas se encuentran dos niveles, donde se ubican la sala de bombas y la sala de ventilación, dentro del RECH-1.

La presión al interior del RECH-1, es casi un 10% menor que la presión exterior, esto es la última barrera de protección, orientada a la que la radiación, en caso de escapar del núcleo del reactor, se mantenga dentro del RECH-1 debido al gradiente de presiones.

La reacción utiliza uranio ^{235}U , dispuesto en 16 placas, para poner en funcionamiento se requieren 5 kilogramos en el núcleo, generando como consecuencia una potencia de 5 millones de watts.

La principal producción del RECH-1, se basa en elementos radioactivos para el uso de investigación y aplicaciones tecnológicas, además de producir los radioisótopos, con fines medicinales, los que son distribuidos en clínicas y hospitales.

1.3 Antecedentes específicos.

1.3.1 Localización.

Ubicado a 12 Km aprox. De la plaza de Santiago, con una superficie de 29.68 hectáreas, se ubica en las siguientes coordenadas.

- $70^{\circ}31'$ longitud oeste
- $33^{\circ}25'$ latitud sur.
- su altitud respecto al nivel del mar es de 770m (DAN-DES, 2011)

1.3.2 Topografía.

El terreno donde está ubicado el Centro Nuclear tiene en promedio una pendiente de 5° , la cual aumenta hacia el deslinde este. La mayoría de los

laboratorios, talleres y el edificio el reactor están a un mismo nivel. El resto de las construcciones como la biblioteca, casino, edificio de administración y algunos laboratorios se encuentran en otros niveles. La quebrada San Ramón cruza los terrenos del Centro Nuclear en el sector sur. El cauce actual supera los 20m en casi todo su recorrido. El flujo de agua que fluye por la quebrada es casi despreciable en la mayor parte del año. (DAN-DES, 2011)

1.3.3 Geología.

El área del valle de Santiago ubicado entre la cordillera de la costa y la cordillera de Los Andes corresponde a un valle tectónico de origen pre-cuaternario y se debe a un proceso de hundimiento causado por las dos grandes fallas con dirección norte-sur. Una de estas fallas estaba en el lado este de la cordillera de la costa y la otra en el lado oeste de Los Andes. Los cerros y montañas transversales que rodean el área de Santiago, se formaron durante el cuaternario y están constituidas por rocas volcánicas andesíticas con intrusiones aisladas de granito. Los sedimentos que llenaron el valle de Santiago son de origen cuaternario y alcanzan hasta 500m de profundidad. Estos sedimentos consisten de una mezcla de rocas, arena y arcilla, que corresponde a la erosión de Los Andes durante el cuaternario y que fueron transportados por el agua. (DAN-DES, 2011)

1.3.4 Mecánica de Suelo.

Un desarrollado estudio de mecánica de sólidos fue hecho con el objeto de evaluar la calidad del suelo para la fundación del reactor. Tres perforaciones de 12m y dos de 6m se hicieron en el área donde el reactor está ubicado. El

tamaño de grano del suelo varía desde grandes rocas hasta fina y compacta arena. En general, el material del suelo es muy uniforme y compacto. La humedad del suelo es muy baja. Pruebas con carga vertical de hasta 6.25kg/cm² se efectuaron y el hundimiento total fue de 0.35cm, alcanzándose la estabilidad antes de 20 minutos. No se observó deformación debido a fluencia. También se hicieron pruebas con una carga cíclica de $\pm 0.45\text{kg/cm}^2$ sobre una carga estática de 4.05kg/cm², que corresponde a 0.13g, y arrojó un hundimiento de 0.028cm después de 20 ciclos. Un perfil geológico similar fue hecho con el propósito de determinar la calidad y profundidad de las diferentes capas sedimentarias. Estos estudios mostraron que la tierra superficial tiene un espesor que varía entre 1.5m y 3.3m y las ondas longitudinales tienen una velocidad de 450 a 800m/s. A continuación, existe una formación más compacta que va hasta una profundidad de 60m con una velocidad promedio para ondas longitudinales de 1700 m/s. Entre los 60m y 200m, se detectó otra formación con velocidad para ondas longitudinales de 2400m/s. Hacia el sector este del terreno y a una profundidad de 50m fue detectada la roca fundamental la cual muestra una velocidad de 4600m/s. Todos estos estudios muestran que el suelo es muy compacto y es adecuado para soportar pesadas cargas (5kg/cm²), recomendándose una fundación mínima de tres metros. (DAN-DES, 2011)

1.3.5 Block del Reactor.

El block del reactor RECH-1 es una estructura muy rígida donde el periodo es muy corto. En tal caso, no hay atenuación en el block y la máxima aceleración de la estructura será la misma que la del suelo que es 0.3g para $I=9$. Consecuentemente, la aceleración horizontal, A_H , es de 0.3g y la aceleración vertical, A_V , se ha tomado 2/3 del la horizontal; es decir, 0.2g. El block del reactor es una estructura muy rígida con un modo de oscilación distinto que la del edificio

que lo contiene; consecuentemente, estas dos estructuras son independientes. El block del reactor ha sido evaluado ante un sismo de intensidad $I=10$ con aceleraciones horizontales de $0.6g$ y aceleraciones verticales de $0.33g$. Bajo estas condiciones los materiales han sido sometidos hasta el límite elástico y, en consecuencia, no se tendrán grietas severas. Especial atención se le dio a las uniones en el block, entre el concreto pesado y el ordinario para evitar grietas a lo largo de estas uniones con sismos de intensidad $I=8$. El agua de la piscina desarrollara ondas de $\pm 50\text{cm}$ bajo un sismo de intensidad $I=9$. Así, el agua ejerce una presión adicional sobre las paredes bajo condiciones de sismo, efecto que fue tomado en cuenta en el diseño. (DAN-DES, 2011)

1.4 Objetivo General.

El presente estudio persigue dar una mirada desde la ingeniería estructural al Block del reactor RECH-1, con el fin de poder evaluar su estado actual, basados en la normativa vigente, considerando ya sus 40 años de historia. Para poder dar una mirada integra sobre esta estructura, se recurre a varios objetivos específicos.

1.5 Objetivos Específicos.

- Revisión de toda la documentación existente, se incluyen los planos, memorias de cálculos, y manuales de mantenimientos. Contextualizar a la Normativa vigente tanto a nivel nacional como internacional.
- Realizar análisis de envejecimiento de la estructura, sin ensaño invasivos, desarrollo de matriz de envejecimiento según *I.A.E.A.*
- Realizar un modelo que permita realizar un análisis dinámico de la estructura, con los métodos y normativas actuales, debido a que no hay

información de estos análisis y según la época es probable que el diseño sea mediante algún método estático.

2. Metodología.

Para el desarrollo completo del estudio, que persigue como finalidad un modelo matemático, capaz de reflejar la estructura en estudio, y su comportamiento sísmico de deben seguir una pasos previos a la elaboración mismo y cálculos pertinentes.

2.1 Documentación.

La documentación existente sobre la estructura debe ser revisada con detalle, es de primordial importancia la verificación de las medidas presentes en los planos, y las consideraciones sobre el diseño y procesos constructivos, sobre los cuales se puede hacer alusión en ellos. Se distinguen tres grandes grupos de documentación.

- Manuales de mantenimientos.
- Memorias de cálculo.
- Planos.

Las medidas presentes en los planos, deben ser verificadas, tanto con elevaciones y plantas de la misma serie de planos como la estructura ya construida, las diferencias deben ser registradas y corregidas, realizando un modelo en alguna plataforma CAD.

2.2 Matriz de Envejecimiento

Para poder evaluar el envejecimiento de la estructura sin realizar ensayos invasivos se recurre a la matriz de envejecimiento propuesta por la *I.A.E.A.* La cual cuenta con 10 puntos a evaluar.

1. Documentación.
2. Irradiación por neutrones.
3. Condiciones de Servicio.
4. Fatiga.
5. Corrosión.

6. Procesos Químicos
7. Cambios de Tecnologías.
8. Cambios de regulación.
9. Creep.
10. Shrinkage.

El carácter multidisciplinario de la matriz, restringe los puntos 3, 9, 10, son de especial importancia para la visión de la ingeniería estructural. Estos puntos no son de carácter cualitativo. Por lo que se requiere un proceso de cálculo previo a ser evaluado.

2.2.1 Condiciones de servicio.

Se estudiara la serviciabilidad de la estructura mediante el control de deformaciones y esfuerzos en los elementos escogidos, se utilizara la normativa internacional ACI 349.

2.2.2 Creep.

Para las deformaciones pro fluencia lenta en los hormigones, se hará uso de los modelos de Branson y Christianson (1971), descritos en el código ACI 209R.

2.2.3 Shrinkage.

Se recurre al modelo ACI 209R, el cual permite estimar las contracciones producidas en los hormigones debido a la perdida de agua.

2.3 Maqueta

Con la planta de la estructura corregida y las medidas ya verificadas se puede realizar alguna maqueta 3D, con algún software, este estudio escogió el programa SolidWorks. Para realizar esta maqueta.

2.4 Análisis Sísmico.

2.4.1 Modelo.

La generación de la grilla, para el modelamiento de elementos finitos, se realiza a partir de la maqueta obtenida en Solid Works. De la cual se obtienen las distancias a ejes, de los elementos estructurales (muros, pilares, vigas, estanques, etc.). estas, permiten obtener el “esqueleto” de la estructura, considerando siempre que el problema es tensiones planas.

Definir de manera correcta los materiales, considerando sus propiedades físicas y mecánicas (módulos de elasticidad, módulos de Poisson, etc.).

Dependiendo de la naturaleza de la estructura y de la complejidad de la misma deben incorporar los detalles necesarios para conseguir un modelo fidedigno, estos detalles pueden ser, disipadores de energía, estanques, equipos especiales o cualquier otro elemento que requiera especial atención para su modelación.

La normativa escogida es una selección entre códigos internacionales y nacionales, con el fin de contextualizar el diseño original a la realidad país de la estructura a estudiar.

2.4.1.1 Criterios de modelación.

Elaboración de grilla, considerando las distancias a eje entre muros y elementos estructurales.

Modelación con elementos finitos tipo Shell thin y Shell thick en Sap2000.

Control sobre la rigidez de la estructura, correcta transmisión de esfuerzos entre elementos, correcta elección de los vínculos cinemáticos.

Incorporación del agua de los estanques según los modelos G.Housner.

2.5 Calibración.

Para estructuras instrumentadas, en las que los instrumentos sean acelerómetros tri-axiales, y al menos dos. Se calibra el modelo mediante procesamiento de señales.

El acelerómetro ubicado en la parte inferior, será quien entrega el input del problema y el acelerómetro superior el que entrega el output.

El output del modelo será comparando con la salida del acelerómetro superior, se compraran las respuestas obtenidas en las direcciones norte- sur, y este- oeste, los registros de aceleraciones se compran mediante la descripción de algunos parámetros de la señal.

2.5.1.1 *Procesamiento de la señal.*

Para comprar los registros y calibrar la precisión del modelo, se utilizan los siguientes indicadores.

- Intensidad de Arias
- Potencial destructivo de Saragoni
- P.G.A
- Duración Zona Fuerte

Con cada parámetro calculado se estimara un error porcentual, hasta que este sea aceptable se debe corregir y estabilizar el modelo, en forma iterativa.

2.5.2 Análisis Modal Espectral.

El análisis dinámico se realiza en SAP 2000, se utilizara en método de análisis modal espectral, el espectro de diseño será obtenido de la norma chilena Nch. 2369, y las combinaciones de carga serán obtenidas del código ACI 349.

Los esfuerzos producidos en la estructura, serán registrados y comparados con los resultados de estados de servicio, lo que permitirá obtener información para determinar si el hormigón incursiona en fase 2.

3. Marco Teórico

3.1 Elasticidad Bidimensional.

Los modelos que se construyen bajo esta teoría, analizan las tensiones producidas en un plano (X,Y), el espesor del elemento en estudio, se considera despreciable, en relación a las dimensiones desarrolladas en el plano. Por ende tanto la posición como la deformación de un punto cualquiera, perteneciente a este espacio están dadas por un vector.

$$\mathcal{U} = \begin{bmatrix} u(x, y) \\ v(x, y) \end{bmatrix}$$

Los principales problemas que se resuelven con esta teoría son:

- Tensión plana: el sólido puede dilatarse libremente sobre su espesor, generando una deformación unitaria ϵ_z distinta de cero, producto de que la tensión σ_z es nula.
- Deformación plana: el sólido no puede dilatarse en su espesor, lo que genera una deformación unitaria ϵ_z nula y una tensión σ_z distinta de cero.

En ambos casos la contribución en la dirección z, es nula para energía elástica del sistema.

3.1.1 Ecuación constitutiva.

Para un material isotrópico y elástico lineal la matriz elástica **D** es constante. Y depende de los parámetros de Lamé.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix}$$

Dónde:

σ_j : Tensiones unitarias.

ε_j : Deformaciones unitarias.

γ_j : Cortantes unitarias.

λ : Primer parámetro de lamé.

μ : Modulo de corte del material.

3.2 Elementos Finitos

La modelación de sistemas continuos, en diversas áreas de la ingeniera, ha sido siempre un punto de interés. En la ingeniera estructural destaca el trabajo de Alexander Hrennikoff (1968 -1984).

Los elementos finitos, permiten estudiar un cuerpo, sub dividiéndolo en pequeños segmentos, que conservan las mismas propiedades físicas y mecánicas que el cuerpo a estudiar, este sistema matemático permite aproximar soluciones, hacia un nodo, estas soluciones numéricas vienen dadas por funciones de transferencias, compuestas por derivadas parciales, las cuales deben ser estables y convergentes para garantizar así, que el valor obtenido sea representativo del estudio. (Celigüeta, 2008)

3.2.1 Mallado

- Se divide la superficie en regiones contiguas y de geometría sencilla, formando el elemento finito.
- La unión de estos elementos se llama nodo

- Los desplazamientos de los nodos son las incógnitas del problema
- Las funciones de interpolación sirven para determinar el desplazamiento en cualquier punto arbitrario.
- Las deformaciones unitarias en el interior del elemento están determinadas por las funciones de interpolación y los desplazamientos nodales
- El estado de tensiones se obtiene a partir de las deformaciones unitarias y la constitutiva del material.
- Las concentraciones de fuerzas en los nodos mantienen el equilibrio entre las tensiones de contorno y las fuerzas externas.

3.2.2 Funciones de interpolación

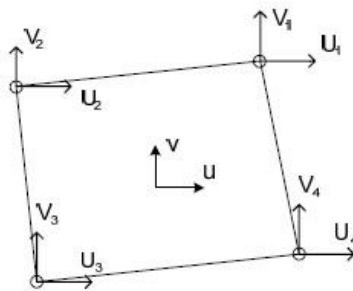


Ilustración 1: Deformaciones de un elemento finito bidimensional [Fuente: (Celigüeta, 2008)]

Para poder conocer las deformaciones al interior del elemento mostrado en la figura 1, se deben interpolar las deformaciones de los nodos, mediante las funciones de interpolación, las que son dependientes de las coordenadas (x,y) . las funciones de transferencias N_i son las mismas tanto para los desplazamientos u y v .

los polinomios que definen a las funciones de transferencias N_i tiene tantos términos como grados de libertad tenga el nodo, matricialmente la matriz de

función de transferencia, tiene tantas filas como desplazamientos tenga el nudo, en el caso de la modelación de vigas o placas, se incorpora además los giros.

$$\begin{bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} U_1 \\ V_1 \\ U_2 \\ V_2 \\ U_3 \\ V_3 \\ U_4 \\ V_4 \end{bmatrix}$$

- Dónde:
- Ni: función de transferencia.
- Ui: desplazamientos en la dirección *u*.
- Vi: desplazamientos de la dirección *v*.

3.2.3 Convergencia de las funciones de transferencia.

3.2.3.1 Criterio 1.

Las funciones de interpolación deben ser capaces de modelar un sólido rígido, es decir no presentar tensiones cuando el sólido no esté tensionado.

$$\sigma = D \cdot \varepsilon = 0$$

3.2.3.2 Criterio 2.

Las funciones de transferencia deben ser capaces de representar un estado tensional constante a medida que se hacen más pequeños los elementos finitos.

3.2.3.3 Criterio 3.

Las funciones de transferencia deben ser capaces de mantener la compatibilidad de desplazamientos en las uniones de los elementos.

3.3 Flexión de placas.

3.3.1 Teoría clásica.

Al igual que en la flexión simple en vigas, la hipótesis de Navier-Bernoulli se mantienen, por tanto en la placa, las secciones perpendiculares al plano medio, permanecen planas después de la flexión. La tensión perpendicular al plano medio de la placa es nula $\sigma_z=0$, los esfuerzos están conformados por momentos flextores y torsor, además de las cortantes.

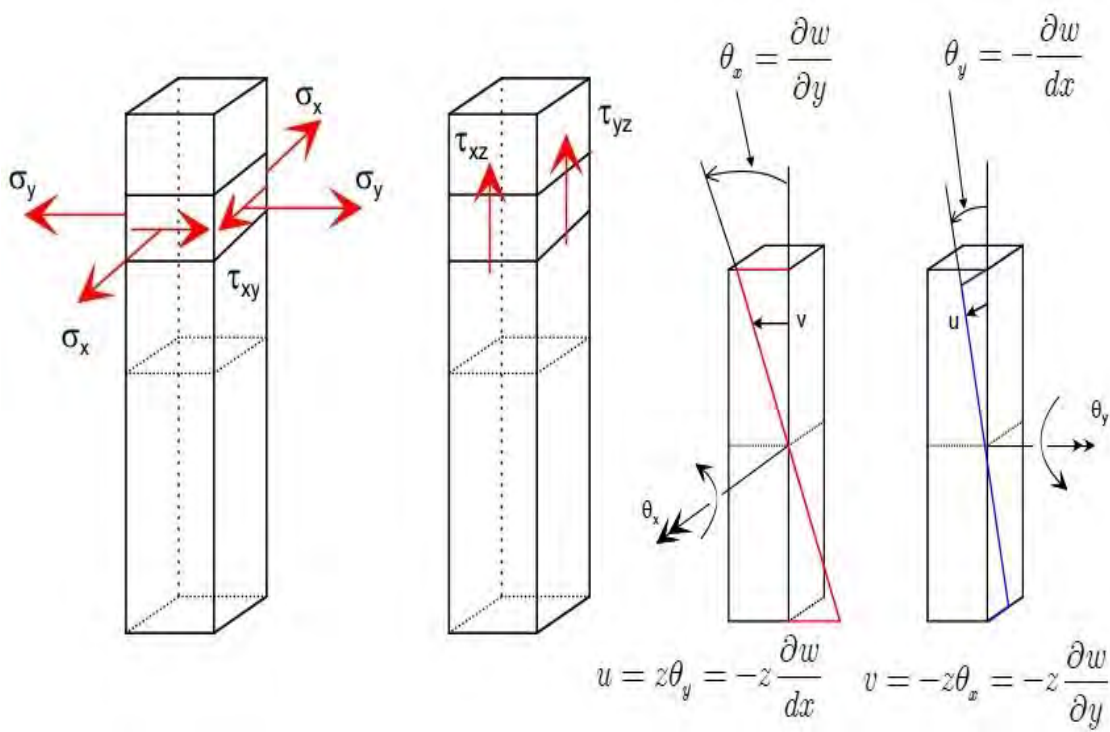


Ilustración 2: Sección diferencial de placa, estados tensionales [Fuente: (Celigüeta, 2008)]

Los estados tensionales mostrados en la ilustración 2 (prismas derecha) producen las rosetas mostradas a la izquierda de la misma figura, respetando las hipótesis de Navier-Bernoulli, mostrando como consecuencia, que el giro es la primitiva de la deformada y que depende linealmente de z .

3.3.1.1 Deformaciones unitarias.

El hecho de que las secciones permanezcan perpendiculares al plano medio después de la deformación de la placa, garantiza el hecho que no existan deformaciones por cortes. Lo que genera una reducción importante en la constitutiva del material en estudio

$$\varepsilon_x = z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\varepsilon_y = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = -\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0$$

3.3.2 Teoría de Mindlin - Reissner

A diferencia de la teoría clásica y siguiendo lo planteado por Timoshenko (Timoshenko, 1989) y ampliando la propuesta de Kirchhoff-Love (Arnold, 2003) En el estado de deformación las secciones permanecen planas, pero ya no son perpendiculares al plano medio, produciendo distorsiones en los giros y a causa de esto, aparecen cortantes distintas de cero y constantes en el espesor de la placa

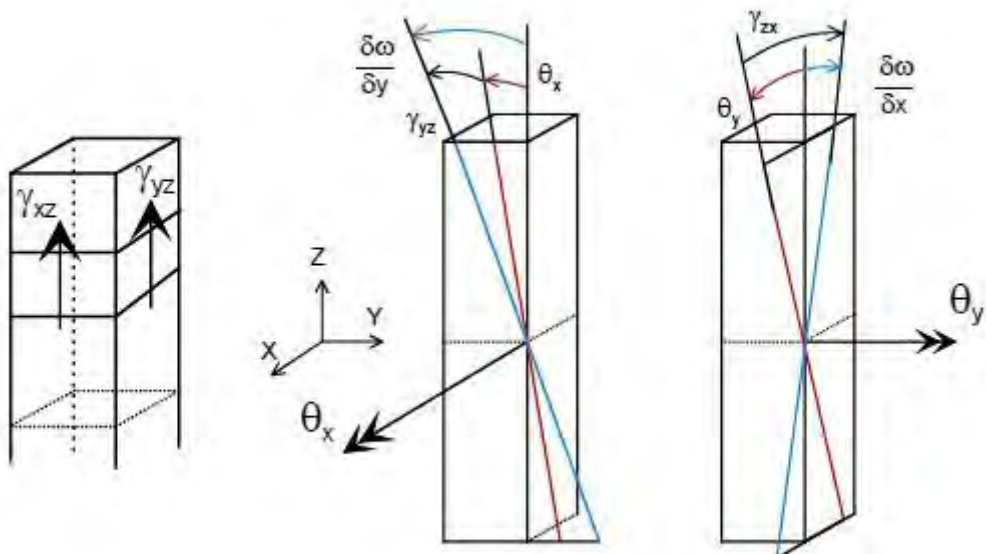


Ilustración 3: sección diferencial de placa, distorsión producto del giro Fuente [(Celigüeta, 2008)]

3.3.2.1 Deformaciones unitarias.

El giro que provoca, que las secciones ya no sean perpendiculares al plano medio, produce deformaciones por corte.

$$\varepsilon_x = z \cdot \frac{\partial \theta_y}{\partial x}$$

$$\varepsilon_y = -z \cdot \frac{\partial \theta_x}{\partial y}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = z \cdot \frac{\partial \theta_y}{\partial x} - z \cdot \frac{\partial \theta_x}{\partial y}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = -\theta + \frac{\partial w}{\partial y}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = \theta + \frac{\partial w}{\partial x}$$

Al compararse las deformaciones unitarias con las de teoría clásica, vemos como se simplifican las expresiones, disminuyendo en un grado la ecuación diferencial que modela el sistema de tensiones.

3.4 Creep y shrinkage en hormigones endurecidos

Los fenómenos de creep y shrinkage, se producen durante toda la vida del elemento de hormigón, ambos se acentúan a medida que avanza el tiempo y se pueden estimar según modelos de predicción.

Estos fenómenos son de principal interés para el cálculo de hormigones post tensados, sin embargo es transversal a todos los hormigones.

3.4.1 Creep.

“El flujo plástico, es la propiedad mediante la cual el material se deforma continuamente en el tiempo cuando está sometido a esfuerzo o carga constante” (Nilson, 2001). A medida que avanza el tiempo, la velocidad del flujo plástico, va descendiendo. Para hormigones de alta resistencia se esperan flujos plásticos menores, que para hormigones de baja resistencia.

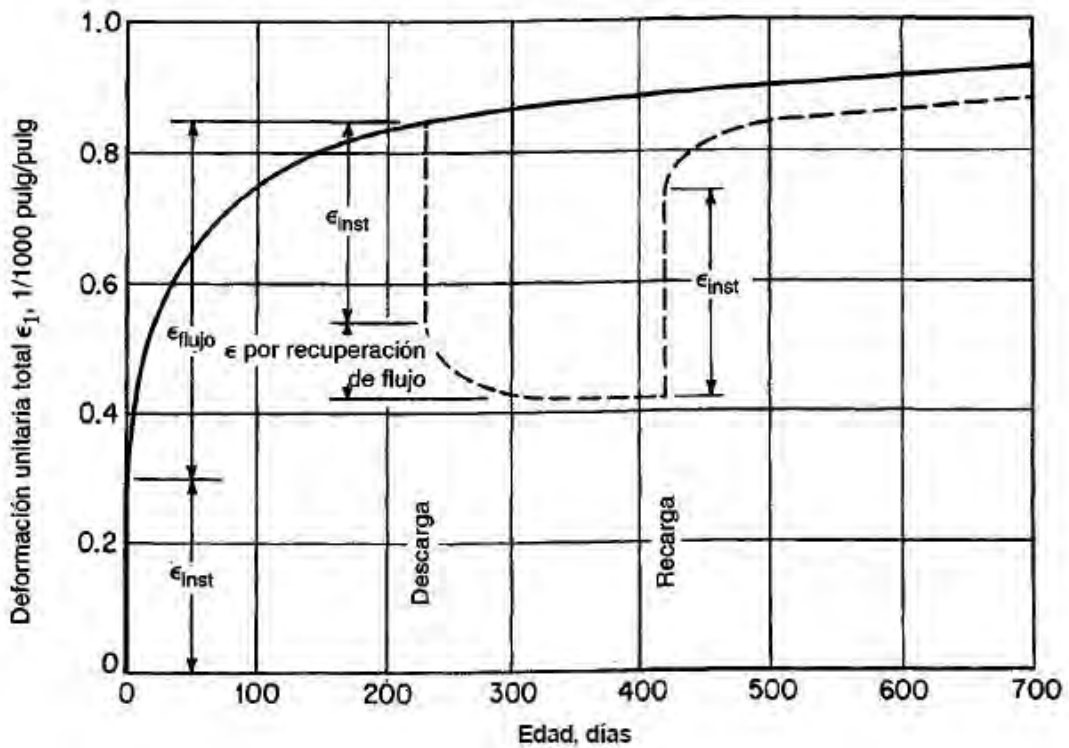


Ilustración 4: Curva flujo plástico [Fuente: (Nilson, 2001)]

La curva asintótica de la Ilustración 4, muestra cómo se estabiliza la deformación, esto tiene que ver con que la velocidad del flujo decrece a lo largo del tiempo.

3.4.1.1 Modelos

Los primeros modelos para predecir el creep, fueron planteados por Bazant (1977), quien luego de los estudios experimentales de Gamble and Parrott(1978), corrige su modelo y lo adapta a diferentes geometrías(1988) (ACI 209, 2008).

En el año 1995 el comité (ACI 209, 2008) en conjunto con RILEM (RILEM, 2014), publicaron una serie de recomendaciones para seleccionar el modelo.

- Los modelos deben ser acotados, no aumentar la deformación eternamente con el tiempo.
- Las ecuaciones deben ser tales, que permitan extrapolar valores
- Las ecuaciones deben ser fáciles de usar y no muy sensibles.
- Los valores de las curvas deben compararse con la conformidad elástica
- Deben considerar las propiedades del árido
- Deben ser sensibles a la humedad relativa.

3.4.1.2 *Modelo ACI 209R-92 Creep*

El comité recomienda este modelo, desarrollado por Branson y Christianson (1971), el comité, ha ido introduciendo modificaciones a lo largo de la historia, sin embargo mantiene su esencia, se valida el modelo comparando con la base de datos de RILEM.

Las ventajas de este modelo son:

- Requiere conocimientos básicos y es simple de usar.
- Se ajusta con facilidad para que coincida con la prueba a corto plazo.

Las desventajas de este modelo son:

- Se basa en modelos empíricos.
- Se limita en su exactitud, cuando la geometría es muy grande o irregular.

Tabla 1 Entradas del problema de Creep [Fuente: (ACI 209, 2008)]

<i>Datos Del Problema</i>

		SI unidades
<i>Datos del Hormigón</i>		
Resistencia a los 28 días	fc'	Mpa
<i>Condiciones Ambientales</i>		
Humedad relativa	H	%
Temperatura	T	°C
<i>Espécimen</i>		
Relación volumen superficie	V/S	Mm
Pieza		
<i>Curado inicial</i>		
Tiempo de curado	t0	Días
Condición de curado	húmedo / seco	
<i>Carga del Hormigón</i>		
Edad de carga	t0	Días
Rango de tensión aplicado	Ks	%

El comité, permite que en la tabla 1, el valor de la relación volumen superficie, sea remplazado por el ancho medio, de la pieza en estudio, cuando esta tenga una geometría irregular, también es importante recalcar que el valor Ks, es un valor referencial que queda a criterio del calculista, y depende de la

edad actual de la pieza en estudio, recomendando el comité asignar un valor del 50% para casos en que los hormigones sean antiguos.

Tabla 2: Propiedades del Concreto [Fuente: (ACI 209, 2008)]

<i>Propiedades estimadas del concreto</i>		
Resistencia media a los 28 días	fcm28	Mpa
Módulo de elasticidad medio a los 28 días	Ecm28	Mpa

Los valores de la tabla 1.2 se obtienen según los cálculos indicados en el comité ACI 318[ref: (ACI 318, 2008)] y lo que representan son los valores estimados cuando el hormigón alcanza su edad madura de 28 días.

Tabla 3: Propiedades estimadas de la Mezcla de concreto [Fuente: (ACI 209, 2008)]

<i>Mezcla estimada del concreto</i>		
Tipo de cemento		
Tamaño máximo del árido		Mm
Contenido de cemento	C	Kg/m³
Contenido de Agua	W	Kg/m³
relación agua cemento	w/c	
relación cemento agregados	a/c	
porcentaje de agregado fino	ψ	%
Contenido de aire	A	%
Asentamiento	S	Mm
peso por unidad de volumen	Yc	Kg/m³

3.4.1.3 Coeficiente Creep.

El modelo presenta la curva asintótica, tomando valores en función del tiempo en que transcurre la aplicación de la carga.

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t-t_0)^\Psi}{d + (t-t_0)^\Psi} \cdot \phi_u$$

Dónde:

$\Phi(t,t_0)$: coeficiente de creep, deformación unitaria tiempo a tiempo.

t_0 : tiempo de curado.

d : edad de la carga aplicada.

Φ_u : coeficiente de creep último, se debe castigar por la pitatoria de γ_c

3.4.1.3.1 Coeficiente último.

$$\phi_u = 2.35 \cdot \gamma_c$$

Dónde:

γ_c : pitatoria de los factores de reducción

3.4.1.3.2 Factor de reducción por tiempo de curado.

$$\gamma_{c, t0} = 1.25 \cdot t_0^{-0.118}$$

Dónde:

t_0 : tiempo de curado del hormigón.

3.4.1.3.3 Factor de reducción por humedad relativa.

$$\gamma_{c, RH} = 1.27 - 0.67 \cdot h$$

Dónde:

h : humedad relativa expresa en porcentaje.

3.4.1.3.4 Factor de reducción por Relación volumen superficie

$$\gamma_{c, \nu s} = \frac{2}{3} \left(1 + 1.13 \cdot e^{-0.0213 \cdot \left(\frac{\nu}{s} \right)} \right)$$

Dónde:

ν/s : relación volumen superficie o ancho medio, del elemento a estudiar.

3.4.1.3.5 Factor de reducción por asentamiento.

$$\gamma_{c, s} = 0.82 + 0.00264 \cdot s$$

Dónde:

S : asentamiento del elemento a estudiar.

3.4.1.3.6 Factor de reducción por agregado de fino.

$$\gamma_{c, \Psi} = 0.88 + 0.024 \cdot \Psi$$

Donde:

Ψ : porcentaje de fino presente en la mezcla

3.4.1.3.7 Factor de reducción por contenido de aire.

$$\gamma_{c, \alpha} = 0.46 + 0.09 \cdot \alpha$$

Dónde:

α : contenido de aire expresado en porcentaje

3.4.2 Shrinkage.

El fenómeno de retracción genera variaciones volumétricas en la dirección del espesor del elemento a estudiar, al igual que el creep, este fenómeno tiene un comportamiento asintótico.

Si bien se pueden detectar contracciones inmediatas, las cuales ocurren en el tiempo de fraguado, estas no intervienen en la contracción a largo plazo. El principal causante de esta retracción es la pérdida de agua en el transcurso de la vida del hormigón (Ebensperger, 1991).

3.4.2.1 Modelo ACI 209R-92 Shrinkage.

El modelo para retracción planteado por el comité ACI 209 presenta algunas variaciones, con los datos empíricos obtenidos por el RILEM.

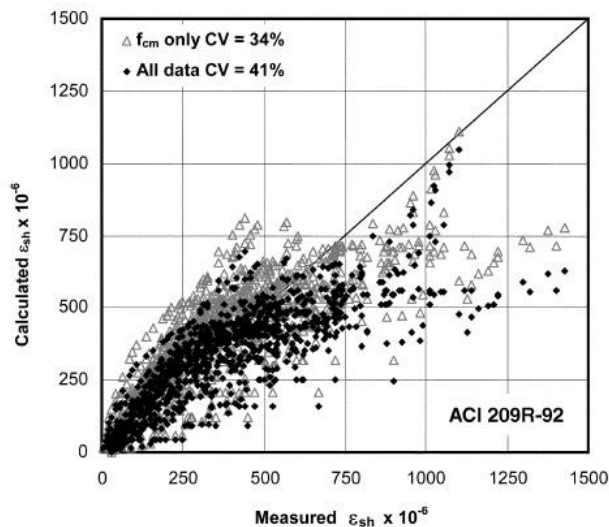


Ilustración 5: Comparación modelo ACI 209 v/s Banco de datos RILEM [Fuente: (ACI 209, 2008)]

En la Ilustración 5 se refleja la sensibilidad del modelo, la línea recta que se observa corresponde a los resultados presentados por la formula, que se describirá más adelante., la dispersión de los puntos en la figura 5, nos dice que la retracción del hormigón, presentará valores sobre estimados para elementos con una proporción agua cemento muy alta, y sub estimados para hormigones con una proporción agua cemento baja (ACI 209, 2008).

Los datos de entrada para el cálculo del shrinkage, son los mismos que para el cálculo del creep, combinándolos de manera diferente.

3.4.2.2 Coeficiente Shrinkage.

El modelo presente la curva asintótica, tomando valores en función del tiempo en transcurrir la aplicación de la carga.

$$\epsilon_{sh}(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^\alpha}{f + (t - t_0)^\alpha} \cdot \epsilon_{shu}$$

Dónde:

t_0 : tiempo de fraguado

α : contenido de aire de la mezcla

ϵ_{shu} : retracción última.

f : factor de forma

3.4.2.2.1 Factor de forma.

$$f = 26 \cdot e^{1.42 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{v}{s}\right)}$$

Dónde:

v/s : relación volumen superficie (se puede usar el espesor medio).

3.4.2.2.2 Contracción última.

$$\epsilon_{shu} = 780 \cdot 10^{-6} \gamma_{sh}$$

Dónde:

γ_{sh} : pitatoria de factores de reducción.

3.4.2.2.3 Factor de reducción por Humedad relativa.

$$\gamma_{sh, RH} = \begin{cases} 1.4 + 1.02 \cdot h & 0.4 \leq h < 0.8 \\ 3 - 3 \cdot h & 0.8 \leq h < 1 \end{cases}$$

Dónde:

h: humedad relativa.

3.4.2.2.4 Factor de reducción relación volumen superficie.

$$\gamma_{sh, vs} = 1.2 \cdot e^{-0.00472 \cdot \left(\frac{v}{s}\right)}$$

Dónde:

v/s: relación volumen superficie o ancho medio, del elemento a estudiar.

3.4.2.2.5 Factor de reducción por tiempo de curado.

$$\gamma_{sh, t0} = 1.202 - 0.2337 \cdot \log_{10}(t_o)$$

Dónde:

to: tiempo de curado.

3.4.2.2.6 Factor de reducción por asentamiento.

$$\gamma_{sh, s} = 1.23 - 0.0015 \cdot d$$

Dónde:

d: asentamiento.

3.4.2.2.7 Factor de reducción por agregado fino.

$$\gamma_{sh, \Psi} = \begin{cases} 0.3 + 0.014 \cdot \Psi & \Psi < 0.5 \\ 0.9 + 0.014 \cdot \Psi & \Psi > 0.5 \end{cases}$$

Dónde:

Ψ : contenido de árido fino de la mezcla

3.4.2.2.8 Factor de reducción por contenido de cemento.

$$\gamma_{sh, c} = 0.75 + 0.00061 \cdot c$$

Dónde:

c : contenido cemento.

3.4.2.2.9 Factor de reducción por contenido de cemento.

$$\gamma_{sh, \alpha} = 0.95 + 0.008 \cdot \alpha$$

Dónde:

α : contenido de aire.

3.5 Hidrodinámica.

“Los principales problemas hidrodinámicos, de interés en ingeniería sísmica incluyen las presiones dinámicas en presas y tanques, la vibración de estructuras sumergidas y la transmisión de ondas, además de la interacción fluido estructura” (Newmark, 1976).

Para poder modelar el comportamiento del fluido se harán las siguientes hipótesis.

- Los desplazamientos son pequeños.
- Se desprecian los efectos de turbulencia (número de Reynolds tiende a cero (Newmark, 1976))

Trabajando bajo estas hipótesis es posible modelar el fluido como un sólido elástico, el cual se comporta según la ecuación de dilatación.

$$c^2 \cdot \nabla^2 \cdot \theta = \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

Dónde:

C: velocidad del sonido

∇ : operador de Laplace

La ecuación (1.32) puede simplificarse mediante los supuestos de Lamb (Newmark, 1976), estas simplificaciones permitieron los primeros estudios sobre los efectos de la presión hidrodinámica en cortinas.

3.5.1 Presión hidrodinámica.

Es importante comprender que el comportamiento del fluido contenido en un tanque, depende tanto de la excitación basal como de las propiedades del fluido en sí, en ingeniería sísmica interesa la respuesta de las masas hidráulicas para analizar cómo estas interaccionan con paredes del recipiente que lo contienen. Para una excitación arbitraria. Se tiene que.

$$p = a(t) \cdot p \cdot H \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-1^{n+1}}{\mu_n} \cdot e^{\frac{-\mu_n \cdot y}{H}} \cdot \cos\left(\frac{-\mu_n \cdot x}{H}\right)$$

$$\mu_n = \frac{(2 \cdot n - 1) \cdot \pi}{H}$$

Dónde:

a(t):registro de aceleraciones.
 ρ : densidad del fluido.
 y: eje de las ordenadas donde actúa la presión hidrodinámica
 x: eje de las abscisas donde actúa la presión hidrodinámica
 H: altura de la columna de fluido.

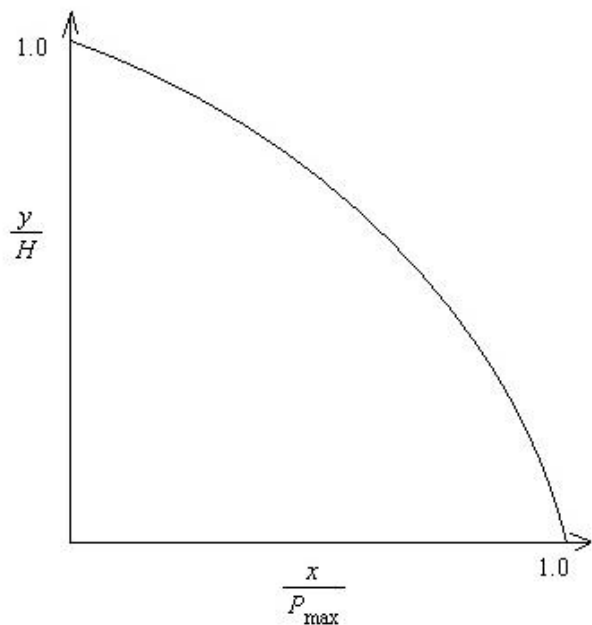


Ilustración 6: Distribución de presión para un líquido incompresible [Fuente: (Newmark, 1976), Modificado]

La curva que arroja la ecuación va entre una circunferencia y una parábola unitaria, alcanzando su máximo absoluto en el origen, el cual está referido al fondo del recipiente. Siendo este valor 0.743 a₀pH. Este valor al multiplicarse por unidad de anchura en el parámetro mojado, es de 0.543 a₀pH². Cuando compramos este valor con el de la presión hidrostática por unidad de anchura en el parámetro mojado, que tiene un valor de 0.5 gpH². Se obtiene una diferencia del 8.6% , lo que valida los supuestos de G.Housner (Newmark, 1976) y del comité Aci 350 (ACI 350, 2001).

La ecuación (1.33), mostrada anteriormente, está enfocada al análisis de ondas estacionarias, es decir, no considera el fenómeno de oleaje, para

conseguir esto en un contenedor, deben cumplirse que el contenedor este lleno. Lo que permitirá modelar todo el fluido como una masa acoplada rígidamente a la estructura.

3.5.2 Modos Naturales de Vibración del Agua.

Anteriormente la respuesta hidrodinámica presentada en la ecuación (1.33), corresponde a un estado estacionario, para obtener una respuesta transiente, primero debemos obtener los modos naturales de vibrar del agua, a continuación se muestra la solución planteada por Kotsubo (1959) y Ferrandon (1960).

$$p = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cdot \cos\left(\frac{w_n}{c} \cdot y\right) \cdot S_n(t)$$

$$a_n = \frac{(-1)^{n+1} \cdot 8 \cdot \rho \cdot H}{\pi^2 \cdot (2n-1)^2}$$

$$w_n = \frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot c}{2 \cdot H}$$

$$S(t)_n = w_n \cdot \int_0^t x(\tau) \cdot J_0[w_n(t-\tau)] d\tau$$

Dónde:

a_n : coeficiente de participación del n -ésimo modo natural.

w_n : frecuencia natural del n -ésimo modo.

$X(t)$: aceleración arbitraria en el instante t

Y : eje de las ordenadas.

ρ : densidad del agua.

J_0 : función de Bessel de primera clase y orden cero.

c : velocidad del sonido en agua

En la ecuación (1.34) el término $S_n(t)$ muestra la respuesta del fluido ante una excitación del terreno, la convolución que se muestra, está regida por la función de Bessel de primera clase y orden cero,. La presencia de J_0 en la convolución, fuerza a que la respuesta del fluido sea similar a una onda senoidal amortiguada. Es aquí donde se observa el fenómeno del *sloshing*..Claramente, la respuesta estructural es muy similar a la respuesta hidrodinámica.

Es sabido que la amplitud de la respuesta estructural a una carga impulsiva cuando no hay amortiguamiento en el enésimo modo es el doble de la respuesta estática, en el caso hidrodinámico, $S_n(t)$ alcanza su máximo de 1.47 veces la respuesta estática. Flores (1966) (Newmark, 1976)

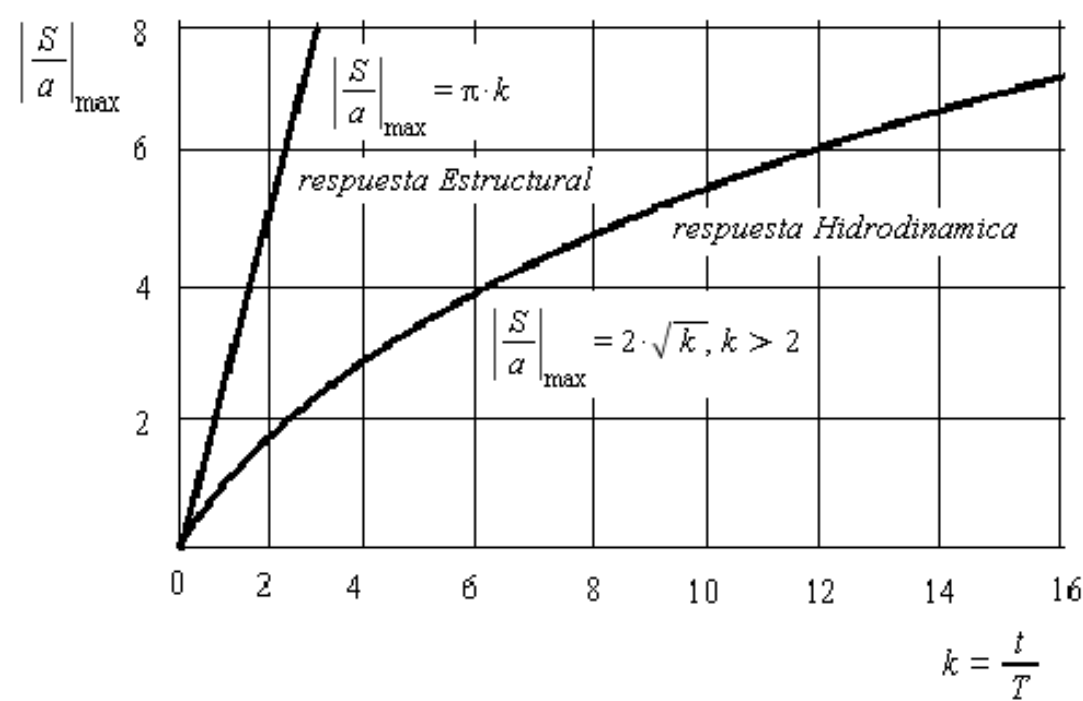


Ilustración 7: Envolventes de las respuestas para excitaciones armónicas según flores (1966) [Fuente: (Newmark, 1976), Modificado]

3.5.3 Interacción Fluido Estructura.

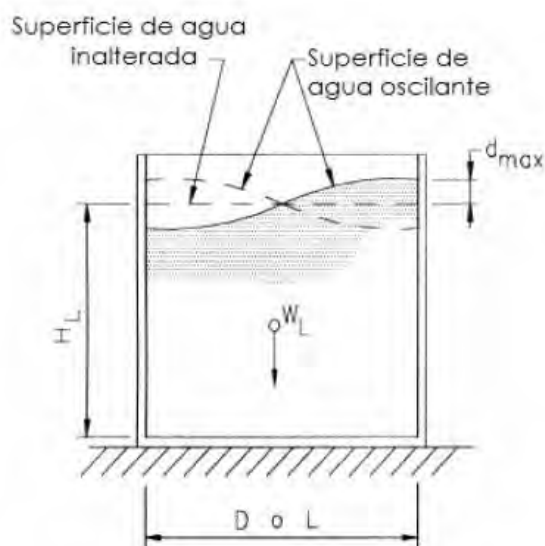


Ilustración 8: Movimiento del fluido en el estanque [Fuente: (ACI 350, 2001)]

Como se observa en la Ilustración 8, una parte del líquido (la que permanece bajo la línea recta punteada) permanece inalterada, es decir se mueve de manera solidaria con el estanque, mientras que la parte del líquido que queda sobre esta, produce el oleaje, el cual moviliza masa hidráulica a favor y en contra del movimiento del estanque.

Como se mencionó anteriormente, para la ingeniería sísmica, lo que más importa son las respuestas de las masas hidráulicas. La masa de líquido que se

mueve junto con el estanque recibe el nombre de masa impulsiva, mientras que la otra recibe el nombre de masa convectiva.

Es evidente, que en un estanque que no encuentre repleto, el fluido experimentara los dos modos(impulsivo y conectivo), para poder representar esto en un modelo dinámico, se usan las ecuaciones indicadas por el comité ACI 350 (Newmark, 1976), las que a su vez están basadas en los estudios de G.Housner, (Housner, 1954)

Básicamente, lo que plantea el comité ACI 350, es acoplar las dos masas. A la estructura, la masa impulsiva, se acopla con barras infinitamente rígidas, mientras que la masa convectiva con un sistema masa-resorte, donde el resorte permite que esta masa se mueva según sea la excitación del estanque, y así tratar de emular el fenómeno de *sloshing*.

Estos modelos asumen que la transmisibilidad entre la estructura y el fluido es completa, es decir el fluido contenido en el estanque, se excita con la misma perturbación que la estructura.

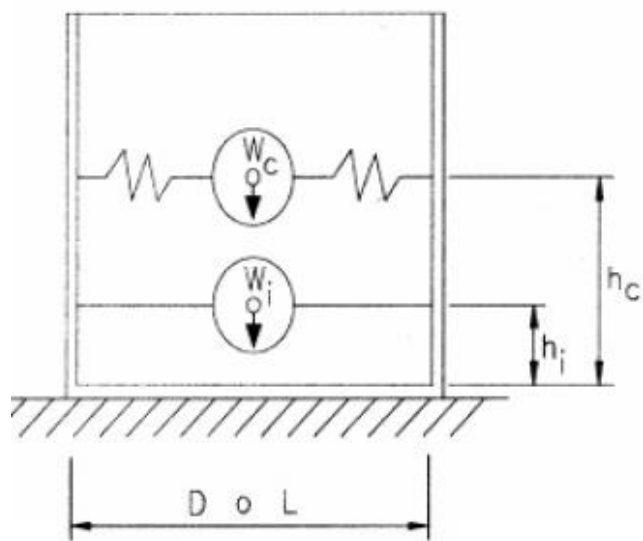


Ilustración 9: Modelo dinámico [Fuente: (ACI 350, 2001)]

La Ilustración 9, muestra las masas convectivas e impulsivas además de sus respectivas ubicaciones a continuación se muestra como se calcula da uno de estos parámetros basado en el código ACI 350.

3.5.3.1 Masa impulsiva.

$$\frac{w_i}{w_l} = \frac{\tanh\left(0.866 \cdot \frac{L}{H_l}\right)}{0.866 \cdot \frac{L}{H_l}}$$

- Dónde:
- Wi: masa impulsiva
 - WL: masa total del fluido.
 - L: largo del estanque contenedor.
 - HL: altura total del fluido dentro del estanque.

3.5.3.2 Masa Convectiva

$$\frac{w_c}{w_l} = 0.264 \cdot \left(\frac{L}{H_l}\right) \cdot \tanh\left(3.16 \cdot \left(\frac{H_l}{L}\right)\right)$$

- Dónde:
- Wc: masa convectiva.
 - WL: masa total del fluido.
 - L: largo del estanque contenedor.
 - HL: altura total del fluido dentro del estanque.

3.5.3.3 *Altura de la masa impulsiva considerando la presión sobre el fondo del recipiente.*

$$h_i = \begin{cases} \frac{h_i}{H_L} = 0.45 & \frac{L}{H_L} < 0.75 \\ \frac{h_i}{H_L} = \frac{0.866 \cdot \left(\frac{L}{H_L} \right)}{2 \cdot \tanh \left(0.866 \cdot \frac{L}{H_L} \right)} - \frac{1}{8} & \frac{L}{H_L} \geq 0.75 \end{cases}$$

Dónde:

h_i : altura de la masa impulsiva medida desde el fondo del recipiente

L : largo del estanque contenedor.

H_L : altura total del fluido dentro del estanque.

3.5.3.4 *Altura de la masa convectiva considerando la presión sobre el fondo del recipiente.*

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left(3.16 \cdot \left(\frac{H_l}{L} \right) \right) - 2.01}{3.16 \cdot \left(\frac{H_l}{L} \right) \cdot \sinh \left(3.16 \cdot \left(\frac{H_l}{L} \right) \right)}$$

Dónde:

h_c : altura de la masa convectiva medida desde el fondo del recipiente

L : largo del estanque contenedor.

H_L : altura total del fluido dentro del estanque.

3.6 Análisis Modal Espectral

$$M \{\ddot{x}\} + C \{\dot{x}\} + K \{x\} = \{f\}$$

Dónde:

M: Matriz de masa de la estructura

C: matriz de amortiguamiento clásico

K: Matriz de rigidez de la estructura.

{f}: excitación de la estructura (por lo general es un espectro o registro sísmico)

La ecuación (1.39) representa como se mueve la estructura frente a cualquier excitación, las matrices que la conforman, son matrices cuadradas de orden n, donde n es igual al número de grados de libertad que presenta la estructura.

La matriz [C], se define como amortiguamiento clásico, pues no es más que una combinación lineal de la matriz de masa [M] y la matriz de rigidez [K]. Esto permite obtener las frecuencias de vibración y los periodos para cada modo en oscilación libre. Modelando la ecuación (1.39) sin términos de amortiguamiento ni fuerza excitadora.

$$M \{\ddot{x}\} + K \{x\} = 0$$

Dónde:

M: Matriz de masa de la estructura

K: Matriz de rigidez de la estructura.

3.6.1 Ecuación de estado.

Una manera de resolver la ecuación de movimiento (3.29), se presenta a continuación.

$$[pA + B] = 0$$

$$A = \begin{bmatrix} 0 & M \\ M & C \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} -M & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$$

Dónde:

P: Polo del sistema

M: Matriz de masa

K: Matriz de rigidez

C: Matriz de amortiguamiento

La ecuación (1.41), resuelve el problema del determinante nulo, los polos son las soluciones que satisfacen esa condición, es importante notar que los parámetros A y B de la ecuación, son matrices cuadradas de dimensión n, donde n es el número de grados de libertad de la estructura por lo que esta ecuación genera valores propios complejos, entregando pares conjugados.

$$[\Lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_1 & & & 0 \\ & \ddots & & \\ & & \lambda_n & \\ 0 & & & \lambda_1^* \\ & & & \ddots & \\ & & & & \lambda_n^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1 + j\omega_1 & & & 0 \\ & \ddots & & \\ & & \sigma_n + j\omega_n & \\ 0 & & & \sigma_1 - j\omega_1 \\ & & & \ddots & \\ & & & & \sigma_n - j\omega_n \end{bmatrix}$$

Dónde:

λ_i : polo (valor propio del sistema)

σ_i : factor de amortiguamiento

ω_i : frecuencia natural amortiguada del sistema.

3.6.2 Vectores Modales.

“A cada valor propio de la solución de la ecuación (1.41), le corresponde un vector propio, para los sistemas de varios grados de libertad se introduce el concepto de modos normales, formas modales o vectores modales, ϕ_i , estos también aparecen en pares de complejos conjugados, en general los vectores propios contienen desplazamientos modales con valores complejo. ” (Meruane, Dinámica Estructural)

$$\Phi = \begin{bmatrix} \lambda_1 \phi_1 & \dots & \lambda_n \phi_n & \lambda_1^* \phi_1^* & \dots & \lambda_n^* \phi_n^* \\ \phi_1 & \dots & \phi_n & \phi_1^* & \dots & \phi_n^* \end{bmatrix}$$

El vector de formas modales expresado en la ecuación, muestra como cada valor propio λ_i se cumple que:

$$(M\lambda_i^2 + C\lambda_i + K)\phi_i = 0$$

En la ecuación se da solución a la ecuación de movimiento.

3.7 Análisis Tiempo Historia.

Cuando la estructura, descrita en la ecuación es excitada por un registro discreto, el que representa un conjunto de aceleraciones, monitoreadas cada una en un instante distinto, genera distintas respuestas en cada instante. Por lo que cada elemento, apoyo o nodo del modelo experimenta distintas aceleraciones.

El monitoreo de estas respuestas para cada instante de tiempo, se conoce como análisis tiempo historia, para poder resolver esto, se recurre a métodos integrativos. Los que permiten obtener las aceleraciones de cada excitación que recibe la estructura en función del input.

3.7.1 Integración numérica directa.

“La integración directa de la ecuación, viene dada por un procedimiento numérico por pasos, el termino directa hace alusión a que no es necesario hacer transformaciones de las ecuaciones previo a la integración numérica.

Estos procedimientos de integración temporal asumen que los vectores de aceleración, velocidad y desplazamientos en tiempo $t=0$, con conocidos. La solución se divide en paso del tiempo Δt .” (Meruane, Dinámica Estructural).

3.7.2 El método de Newmark.

Este método es una solución que asume las aceleraciones lineales, para ello utiliza los siguientes supuestos.

$$\dot{x}(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + [(1 - \delta)\ddot{x}(t) + \delta\ddot{x}(t + \Delta t)] \Delta t$$

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \dot{x}(t)\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{x}(t) + \alpha\ddot{x}(t + \Delta t) \right] \Delta t^2$$

Dónde:

δ : parámetro de estabilidad del método $\delta=1/2$.

α : parámetro de estabilidad del método $\alpha=1/2$.

Δt : intervalo de tiempo entre pasos.

Originalmente Newmark, propuso como condiciones de estabilidad incondicional el esquema de promedio constante de la aceleración, conocido también como la regla trapezoidal donde $\delta=1/2$ y $\alpha=1/4$.

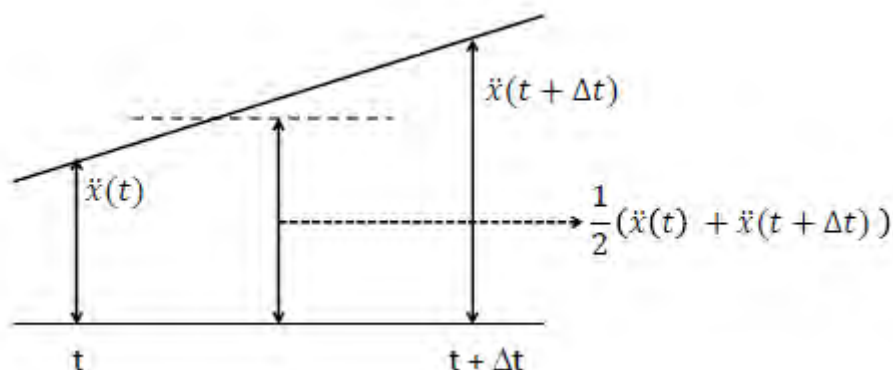


Ilustración 10: Esquema de la aceleración promedio constante de Newmark [Fuente: (Meruane, Dinámica Estructural)]

Aplicando las ecuaciones (1.45) y (1.46) a la ecuación (1.39) se obtiene lo siguiente:

$$M\ddot{x}(t + \Delta t) + C\dot{x}(t + \Delta t) + Kx(t + \Delta t) = F(t + \Delta t)$$

En la tabla de a continuación, se muestra el algoritmo de Newmark, que permite obtener las aceleraciones paso a paso.

Tabla 4: Algoritmo de Newmark para aceleraciones [Fuente: (Meruane, Dinámica Estructural)]

Cálculos iniciales:

1. Crear matrices de rigidez K , masa M y amortiguación C .
2. Inicializar $\ddot{x}(0)$, $\dot{x}(0)$, $x(0)$.
3. Seleccionar Δt y los parámetros α y δ . Calcular constantes de integración.

$$\delta \geq 0,50; \quad \alpha \geq 0,25(0,5 + \delta)^2$$

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; \quad a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; \quad a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; \quad a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; \quad a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right); \quad a_6 = \Delta t(1 - \delta); \quad a_7 = \delta \Delta t$$

4. Formar matriz de rigidez efectiva $\hat{K} = K + a_0 M + a_1 C$.
-

Para cada paso de tiempo:

1. Calcular fuerzas efectivas en $t + \theta \Delta t$:

$$\begin{aligned} \hat{F}(t + \Delta t) = & F(t + \Delta t) + M(a_0 x(t) + a_2 \dot{x}(t) + a_3 \ddot{x}(t)) \\ & + C(a_1 x(t) + a_4 \dot{x}(t) + a_5 \ddot{x}(t)) \end{aligned}$$

2. Determinar desplazamientos en $t + \Delta t$:

$$x(t + \Delta t) = \hat{K}^{-1} \hat{F}(t + \Delta t)$$

3. Evaluar aceleraciones y velocidades en $t + \Delta t$:

$$\begin{aligned} \ddot{x}(t + \Delta t) = & a_0(x(t + \Delta t) - x(t)) - a_2 \dot{x}(t) - a_3 \ddot{x}(t) \\ \dot{x}(t + \Delta t) = & \dot{x}(t) + a_6 \ddot{x}(t) + a_7 \ddot{x}(t + \Delta t) \end{aligned}$$

4. Matriz de envejecimiento.

4.1 Maqueta.

Con la necesidad de poder modelar la estructura de la mejor manera posible, se comenzó por revisar un conjunto de 150 planos, los cuales fueron dibujados entre los años 1967 y 1972, en ellos no solo se ven los detalles de las cotas constructivas sino que además detalla las barras de refuerzo que conforman el concreto reforzado y algunas notas de los calculistas sobre las relaciones de agua cemento, densidad de los hormigones y agregados especiales.

A medida, que la revisión avanza, se detectan diferencias de cotas, entre planos de la misma elevación y detalles de las vistas transversales de las mismas, lo que generaba que la nueva planta que se iba desarrollando a la par de la revisión no cuadrara, para solucionar esto se recurrió a la recopilación de información con personas que participaron como espectadores de la construcción de la estructura, se tomaron datos reales en terreno, verificando ciertas distancias y finalmente se consideraron las versiones más actuales del set de planos, o aquellas que tuvieran una mayor cantidad de revisiones aprobadas.

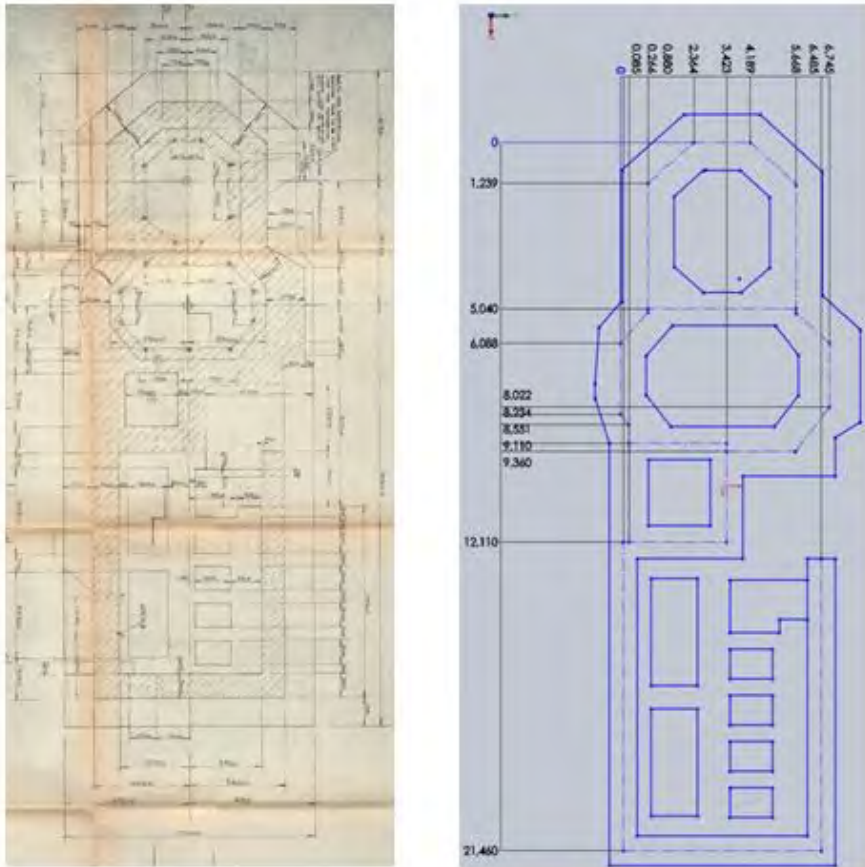


Ilustración 11: Comparación de las plantas de Fundaciones

Una vez con las medidas corregidas se construye una planta en el programa SolidWorks. Homologa a la planta de fundaciones original.

Desde la planta de fundaciones, se comenzó a levantar mediante extrusión (herramienta del programa SolidWorks que permite extraer sólidos a partir de una planta), la estructura completa y los detalles se fueron completando según se indicaba en los planos y las medidas de la estructura real.

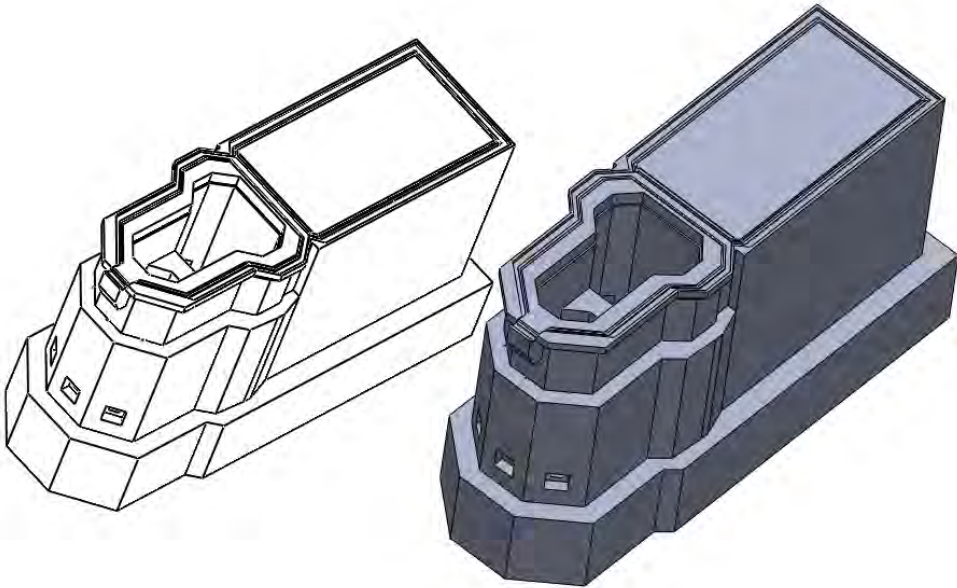


Ilustración 12: Vista isométrica de la Maqueta

La maqueta CAD, ya completa sirve para obtener las propiedades físicas de la estructura.

Tabla 5: Propiedades Físicas obtenidas de la maqueta.

Volumen	1537 [m ³]
Densidad Media (input)	3 [ton/ m ³]
Masa	4612 [Ton]
Superficie	2449 [m ²]

Las propiedades físicas indicadas en la tabla 5, sirven como punto de partida para poder estimar de manera tosca, la cantidad de materiales que conforman a RECH-1

4.2 Materiales que conforman el RECH1

4.2.1 Hormigón.

La estructura presenta dos principales tipos de Hormigones, diferenciados principalmente por su densidad y los agregados metálicos que presenta uno y el otro no.

Las piezas de hormigón que conforman el bloque que protege a las piscinas, tienen una densidad de 3.5 [ton/m³] y un agregado de ferrita, el cual sirve de barrera radiológica, cuando el reactor se encuentra en actividad. Según se indica en los planos, corresponde a un hormigón H-30 95%

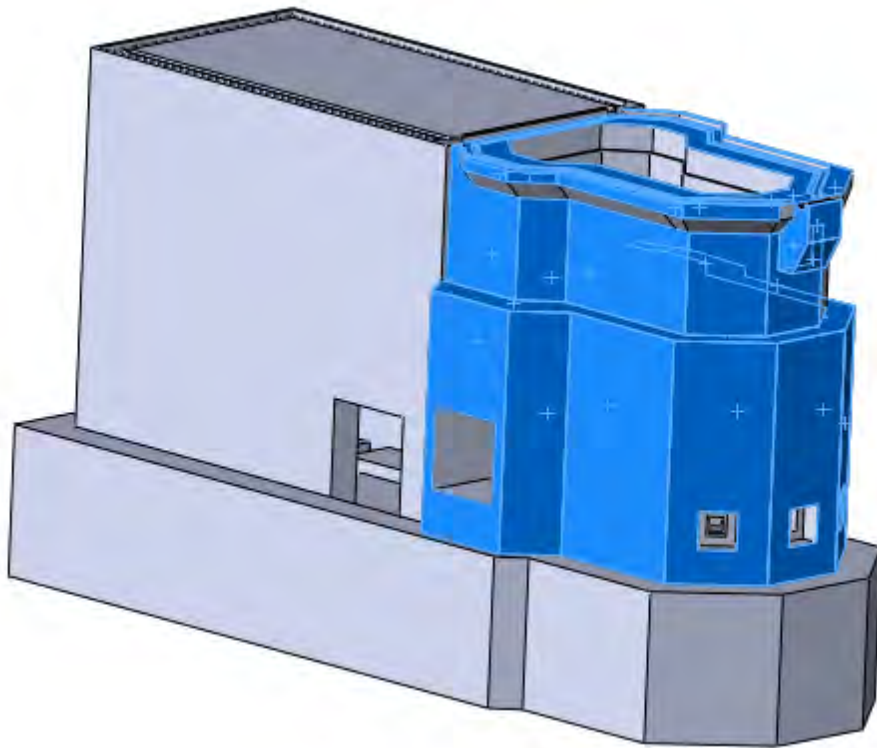


Ilustración 13: Hormigones de alta densidad con ferrita

Los muros del primer y segundo nivel que se indican en la ilustración 3, están combinados con ferrita material de hierro que evita el traspaso de los rayos gammas producidos el interior del reactor.

Los elementos estructurales al igual que los que rodean a las piscinas, tiene una resistencia de H-30, sin embargo no cuentan con ferrita y su densidad es $2.5 \text{ [ton/m}^3\text{]}$.

4.2.2 Acero de Refuerzo.

Las barras de refuerzo de la estructura, por la época en que fue diseñada, son barras lisas y se encuentran detalladas en los planos con una nomenclatura poco común.

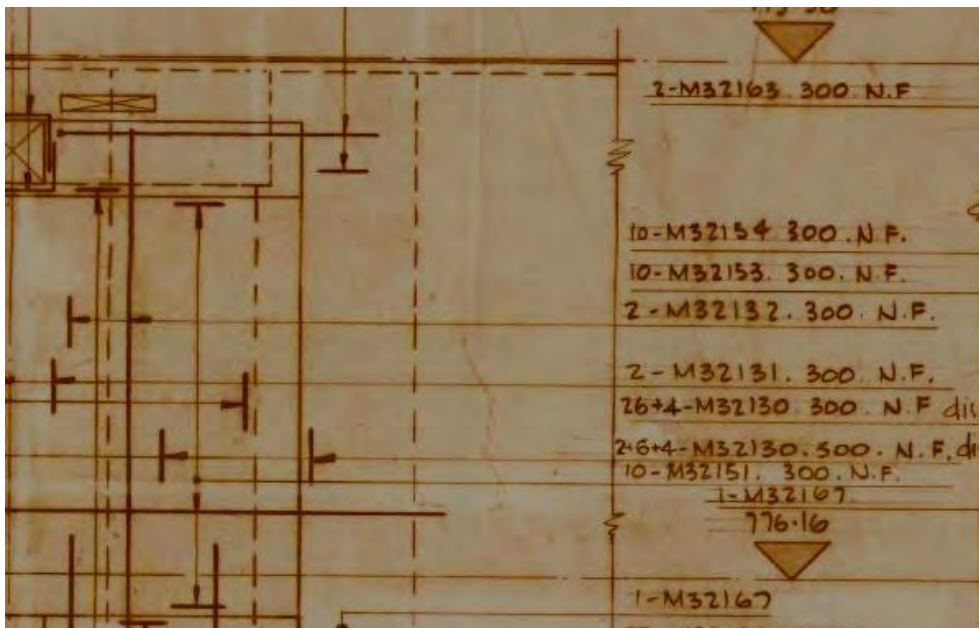


Ilustración 14: fragmento de plano original Rech- 1 [Fuente: Comisión Chilena de Energía Nuclear]

La nomenclatura que se presenta en estos planos, responde a los códigos de diseño británicos, la especificación de esta, se encuentra en la BS 1478 de 1976 (*british standard code*). Del código se desprende lo siguiente.

Nomenclatura:

10 – M 32 153 300

Dónde:

10 : cantidad de barras de refuerzo.

M : *round mild Steel* con fluencia característica de 250 N/mm²

32 : diámetro de la barra en mm.

153 : este código es asignado por el calculista, y se refiere la función (traba, estribo, barra etc) que para cubicación es irrelevante.

300 : el espaciamiento que hay entre cada barra.

Ya con la enfierradura definida, se procede a cubicar algunos elementos para poder obtener cuantías referenciales, con el fin de poder estimar a groso modo la cantidad de materiales que conforman el RECH-1.

Tabla 6: cubicación referencial para estimación de cantidades de acero

Armadura Horizontal Corte J	
Plano 10710/151/34 Rev. 24/8/1970	
7903	[Kg]

Tabla 7: cubicación referencial para estimación de cantidades de acero

Armadura Vertical Corte J	
Plano 10710/151/34 Rev. 24/8/1970	
8856	[Kg]

Tabla 8: Volumen de Hormigón Corte J

Hormigón Corte J	
Plano 10710/151/34 Rev. 24/8/1970	
161	[m³]

4.2.3 Moldajes.

Se desconoce documentación de cómo fueron colocados estos moldajes, y de su descimbre, solo se cuenta con el antecedente de que eran de madera. Sin embargo es certero que, cada una de las superficies expuestas debe llevar moldaje para el fraguado del hormigón contenido.

Tabla 9: moldajes según elementos estructurales principales

Moldajes según elementos estructurales		
Losas	194	[m ²]
Muros	2972	[m ²]

4.3 Estimación obra gruesa RECH -1

Para las barras de refuerzo, que conforman la estructura, se separa en dos grupos, uno, se refiere al block de la piscina, y el resto de los elementos, muros, losas y fundaciones.

De las tablas números 6, 7 y 8, del punto 4.2.2, se obtiene la cuantía para caracterizar a los elementos que conforman a la piscina del reactor, incluyendo sus muros interiores.

Mientras que los otros elementos estructurales, muros, losas y fundaciones, se estiman a partir de las cuantías referenciales en el manual de diseño de Gerda Aza, de donde se usaran las cuantías inferiores, con el fin de producir la mayor cantidad de acero de refuerzo.

Las cantidades de hormigón, se obtiene del modelo CAD realizado en Solidworks.

Tabla 10: estimación barras de refuerzo según cuantías de diseño

	m³	m³/Kg	Kg
Piscina	582	0.007	81.375
Muros	232	0.01	23.200
Fundaciones	651	0.01	58.200
Losas	72	0.01	7.200
	1.537		176.875

Con los totales ya obtenidos se puede confeccionar un itemizado de obra gruesa, que permite tener una noción sobre los costos actuales de esta obra, siendo solo una aproximación burda.

Tabla 11: presupuesto referencial obra gruesa Rech-1

ITEM	Descripción de las Obras	Uni.	CANT.	P. unitario UF	Total UF
1	OBRA RUESA				
1.1	Hormigón	m ³	1.537,15	5.8	8.916
1.2	Acero	Kg	176.875	0.07	12.372
1.3	Moldaje	M ²	3.166	0.7	2.217
					24.454

4.4 Matriz de envejecimiento

La matriz de envejecimiento planteada por la A.I.E.A. cuenta de 10 tópicos que propone estudiar, dándole una descripción multidisciplinaria englobando áreas como la química, la ingeniería mecánica, física e ingeniería civil. Para el desarrollo del presente capítulo solo se desarrollan los tópicos asociados a las obras civiles, y algunos aspectos que son de utilidad para el desarrollo de esta memoria.

Dada la naturaleza de la matriz no puede ser completada mediante ensayos invasivos, por lo que los resultados expuestos son de carácter cualitativo.

Ageing Matrix							
System - Part	Estructura de Hormigon armado, RECH - 1 (para el estudio se concidera solo la estructura donde habita el reactor no la envolvente)						
Type of Component, Group or Part	Functions	Material	Internal Environment External Environment	Ageing Mechanisms or Effects	Obsolescencia	Programs or Activities Related to Ageing Assessment	Situación
DOCUMENTACION							
IRRADACION POR NEUTRONES							
CONDICIONES DE SERVICIO							
FATIGA							
CORROSION							
PROCESOS QUIMICOS							
CAMBIOS DE TECNOLOGIAS							
CAMBIOS EN LA REGULACION							
CREEP							
STRINKAGE							

4.4.1 Documentación.

4.4.1.1 Planos.

Obsolescencia.

-

Se cuenta con dos set de planos, el primero en formato físico, con planos realizados entre los años 1969 y 1973, de los cuales no todos están en su última revisión aprobada, estos se compran con los archivos digitales donde se detectaron varias discrepancias entre los planos en formato físico y los digitales y entre los mismos planos, presentando diferencias de cotas y en algunos casos sin acotar.

Programa de detención del envejecimiento.

La maqueta realizada, permitirá que un dibujante, pueda extraer de ella las cotas y los cortes necesarios con el fin de poder realizar un set de planos digitalizado, los cuales serán un reflejo de la estructura actual, pues la maqueta incorpora las correcciones de las cotas y agrega las cotas constructivas obtenidas directamente de la estructura real.

4.4.1.2 Memorias de cálculo.

Obsolescencia.

Las memorias de cálculos, no hacen referencia al block del RECH-1, solo existen aquellas que detallan los muros exteriores, en ellas se exponen métodos de diseños estáticos, mediante pórticos y cálculos de deformadas mediante la elástica.

Programa de detención del envejecimiento.

Se propone realizar un detallamiento exhaustivo del Block del RECH-1, para poder estimar el comportamiento de la estructura en su totalidad, se recomienda el uso del código ACI 249, con el fin de lograr contextualizar el diseño del RECH-1.

4.4.1.3 Manuales de Mantenimiento.

Obsolescencia.

Los manuales de mantenimiento son bastante detallados y el hecho de la que estructura siga funcionando después de 40 años, respalda el que estos manuales están bien confeccionados, solo el tiempo es lo que ha dañado estos documentos.

Programa de detención del envejecimiento.

La mejor manera de mantener estos manuales. Sería digitalizarlos.

4.4.2 Condiciones de servicio.

4.4.2.1 Agrietamiento de Losas

4.4.2.1.1 Sala de ventilación

Obsolescencia.

De la maqueta se obtienen las dimensiones de las losas de la estructura, con ellas se construye una grilla en SAP2000, y se obtienen los esfuerzos solicitantes en la losa de la sala ventilación.

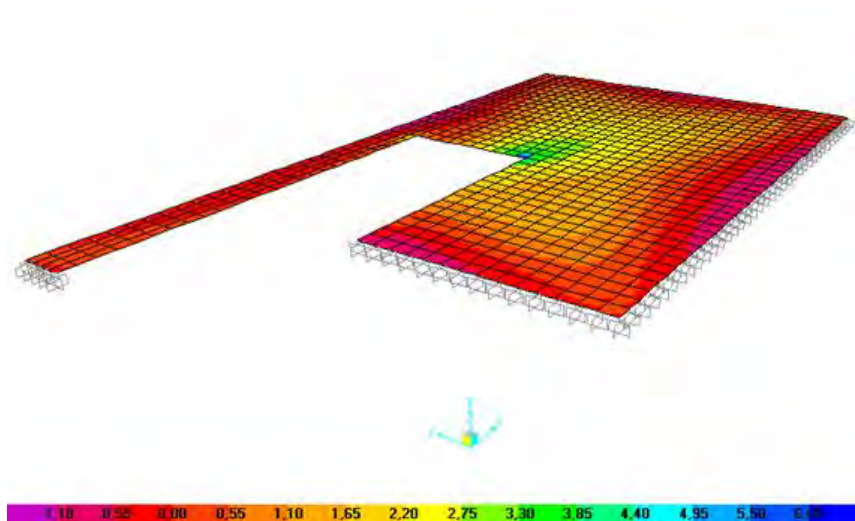


Ilustración 16: distribución de momentos losa sala de ventilación.

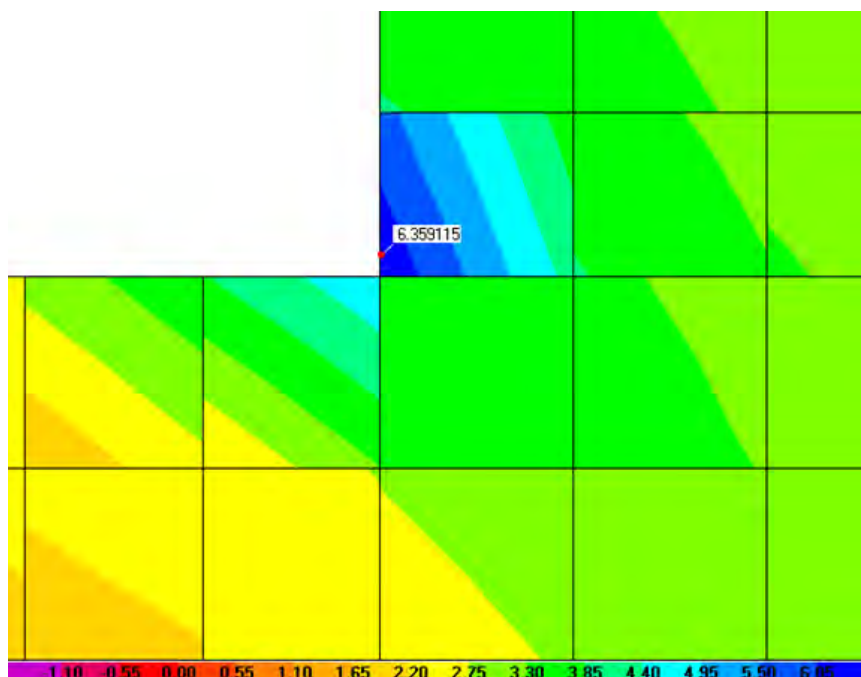


Ilustración 17: momento solicitante sobre la losa sala de ventilación

Con las solicitaciones obtenidas podemos compararlas con los momentos de agrietamiento de cada la losa.

Para el momento de agrietamiento de la losa se toma una sección de 100 cm de, con el fin de obtener un momento por metro lineal, luego este valor se proyecta al largo mayor de la losa y se compara con la solicitación.

Tabla 12: comparación de momentos sala de ventilación

Elemento	Momento Agrietamiento [ton·m]	Momento Solicitante [ton·m]
Sala de ventilación	18.93	6.35

Programa de detención del envejecimiento.

La relación de los momentos muestra que la losa de la sala ventilación no debería presentar grietas debido a que el hormigón incurse en fase 2, por lo que las grietas que puedan aparecer en algún futuro tendrán origen principalmente a la pérdida de agua y porosidad del hormigón y esfuerzos mecánicos producidos en la estructura.

4.4.2.1.2 Sala de Bombas

Obsolescencia.

De la maqueta se obtienen las dimensiones de las losas de la estructura, con ellas se construye una grilla en SAP2000, y se obtienen los esfuerzos solicitantes en la losa de la sala bombas.

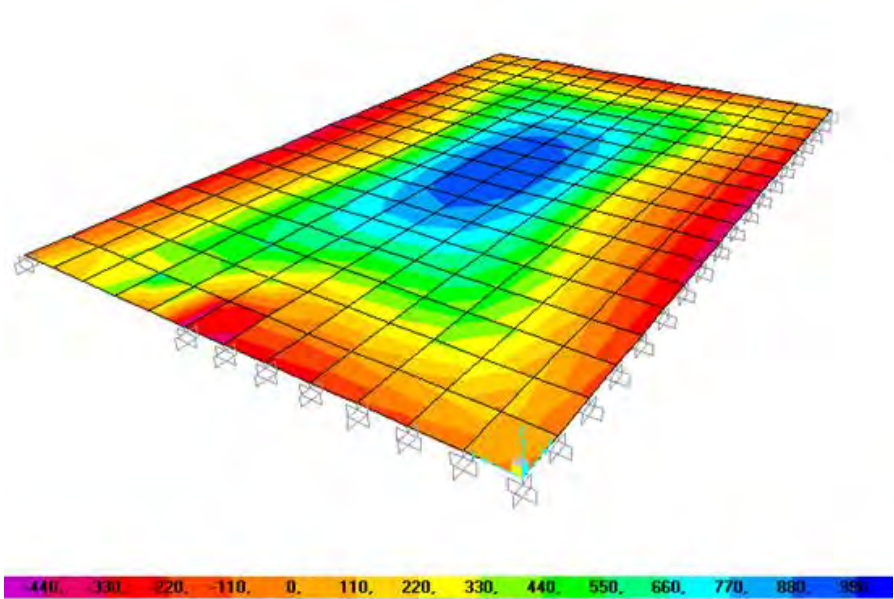


Ilustración 18: momentos solicitantes sobre la losa sala de bombas.

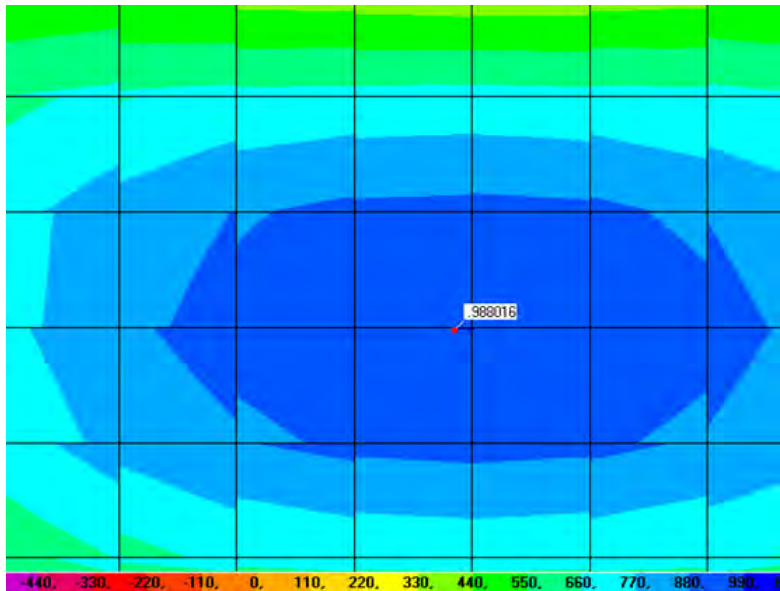


Ilustración 19: momento solicitante sobre losa sala de Bombas

Con las solicitaciones obtenidas podemos compararlas con los momentos de agrietamiento de cada la losa.

Para el momento de agrietamiento de la losa se toma una sección de 100 cm de, con el fin de obtener un momento por metro lineal, luego este valor se proyecta al largo mayor de la losa y se compara con la solicitación.

Tabla 13: comparación de momentos sala de bombas

Elemento	Momento Agrietamiento [ton·m]	Momento Solicitante [ton·m]
Sala de Bombas	3.29	0.99

Programa de detención del envejecimiento.

La relación de los momentos muestra que la losa de la sala ventilación no debería presentar grietas debido a que el hormigón incurriere en fase 2, por lo

que las grietas que puedan aparecer en algún futuro tendrán origen principalmente a la pérdida de agua y porosidad del hormigón y esfuerzos mecánicos producidos en la estructura.

4.4.2.2 Deflexión de losas

4.4.2.2.1 Sala de ventilación

Obsolescencia.

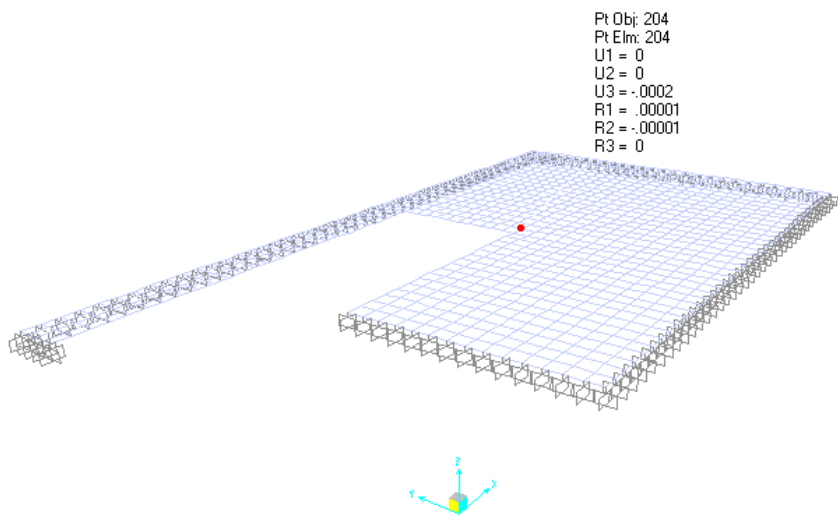


Ilustración 20: deformada losa sala de ventilación

La ilustración 20 muestra las deformadas de la losa, en ella el valor asociado a U3 indica la deflexión de la losa.

Este valor será comparado con los valores admisibles (ACI 349, 2001), presentes en el capítulo 9.

Tabla 14: comparación de deflexiones losa sala de ventilación

Elemento	Deflexión calculada [m]	Deflexión admisible [m]
Sala de ventilación	$2 \cdot 10^{-4}$	$3.4 \cdot 10^{-3}$

Programa de detención del envejecimiento.

Al comparar las deflexiones, se observa una diferencia de un orden de magnitud lo que indica que las deformaciones no son perceptibles, por lo que esta losa cumple de buena manera su función. No hay manera de frenar la deformación de la losa, sin embargo este proceso es muy lento.

4.2.2.2 Sala de Bombas

Obsolescencia.

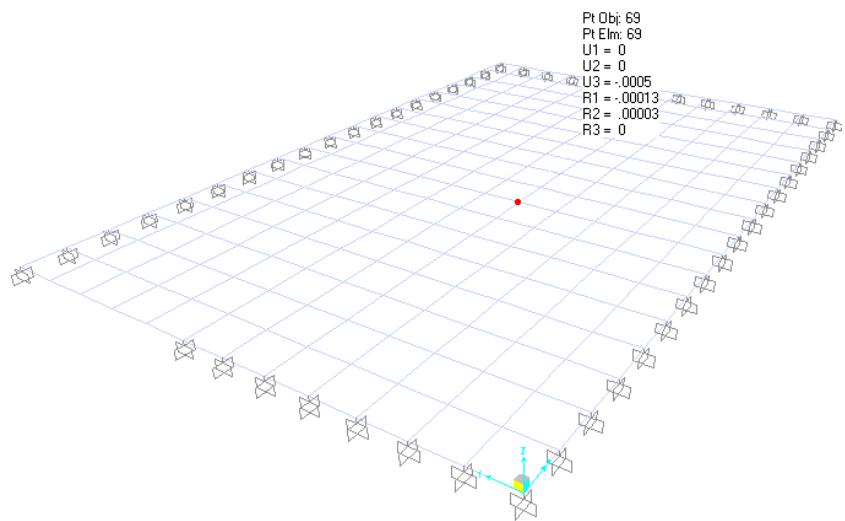


Ilustración 21: deformada sala de Bombas

La ilustración 21 muestra las deformadas de la losa, en ella el valor asociado a U3 indica la deflexión de la losa.

Este valor será comparado con los valores admisibles (ACI 349, 2001), presentes en el capítulo 9.

Tabla 15: comparación de deflexiones sala de Bombas

Elemento	Deflexión calculada [m]	Deflexión admisible [m]
Sala de Bombas	$5 \cdot 10^{-4}$	$2.7 \cdot 10^{-3}$

Programa de detención del envejecimiento.

Al comparar las deflexiones, se observa una diferencia de un orden de magnitud lo que indica que las deformaciones no son perceptibles, por lo que esta losa cumple de buena manera su función. No hay manera de frenar la deformación de la losa, sin embargo este proceso es muy lento.

4.4.3 Shrinkage.

Las contracciones en los muros de hormigón armado, son un fenómeno produce una disminución en el ancho de estos elemento estructurales, los modelos que se usan para determinar este fenómeno son de carácter empírico pero validados por laboratorios (RILEM, 2014) e instituciones (ACI 209, 2008).

Para realizar este cálculo sobre los muros de las paredes del Block del reactor, se utilizaran las recomendaciones del código (ACI 209, 2008).

se recurrirá al modelo ACI 209R-92 Shrinkage. (ACI 209, 2008). Debido a que es uno de los que requiere menos información, dada a la antigüedad de la estructura y a la carencia de memorias de cálculo sobre el RECH-1.

La información necesaria para el desarrollo de este modelo fue recopilada de las indicaciones encontradas en algunos planos y a los instrumentos de monitoreo de humedad presentes en la estructura.

A continuación se presentan los datos de entrada de los modelos, tanto para el Creep como para el Shrinkage.

Tabla 16: datos de entrada para el cálculo de la contracción y fluencia lenta.

Datos Del Problema			
<i>Datos del Hormigón</i>			SI unidades
Resistencia a los 28 días	fc'	25	Mpa
<i>Condiciones Ambientales</i>			
Humedad relativa	H	0,495	
Temperatura	T	0,25	°C
<i>Espécimen</i>			
Ancho medio	V/S	850	mm
Pieza		Muros	
<i>Curado inicial</i>			
Tiempo de curado	Tc	7	días
Condición de curado		Curado Húmedo	
<i>Carga del Hormigón</i>			
Edad de carga	t0	14	días
Rango de tensión aplicado	Ks	50	%

Tabla 17: Propiedades estimadas del concreto para cálculo de contracción y fluencia lenta

Propiedades Estimadas del concreto			
Resistencia media a los 28 días	fcm28	33.3	Mpa
Módulo de la elasticidad medido a los 28 días	Ecm28	28.178	Mpa

Tabla 18: mezcla estimada del concreto para el cálculo de contracción y fluencia lenta

Mezcla estimada del concreto			
Tipo de cemento		I	
Tamaño máximo del árido		20	mm
Contenido de cemento	C	409	Kg/m ³
Contenido de Agua	W	205	Kg/m ³
relación a gua cemento	w/c	0,5	
relación cemento agregados	a/c	4,23	
porcentaje de agregado fino	ψ	40	%
Contenido de aire	A	2	%
Asentamiento	S	75	Mm
peso por unidad de volumen	Yc	3500	Kg/m ³

Obsolescencia.

Tabla 19: factores para cálculo de contracción

Factores de Contracción		
deformación nominal ultima	E_{shu}	0,00078
factor de corrección por curado	$Y_{sh,tc}$	1,0051
factor de corrección por humedad relativa	$Y_{sh,RH}$	0,8951
factor de corrección por espesor medio	$Y_{sh,vs}$	0,021716598
factor de corrección por asentamiento	$Y_{sh,s}$	1,01075
factor de corrección por agregado fino	$Y_{sh,\psi}$	0,86
factor de corrección por contenido de cemento	$Y_{sh,c}$	0,99949
factor de corrección por contenido de aire	$Y_{sh,\alpha}$	0,966
factor de corrección acumulativo	Y_{sh}	0,016397226
Deformación Ultima	$\epsilon_{shu} \cdot Y_{sh}$	1,27898E-05

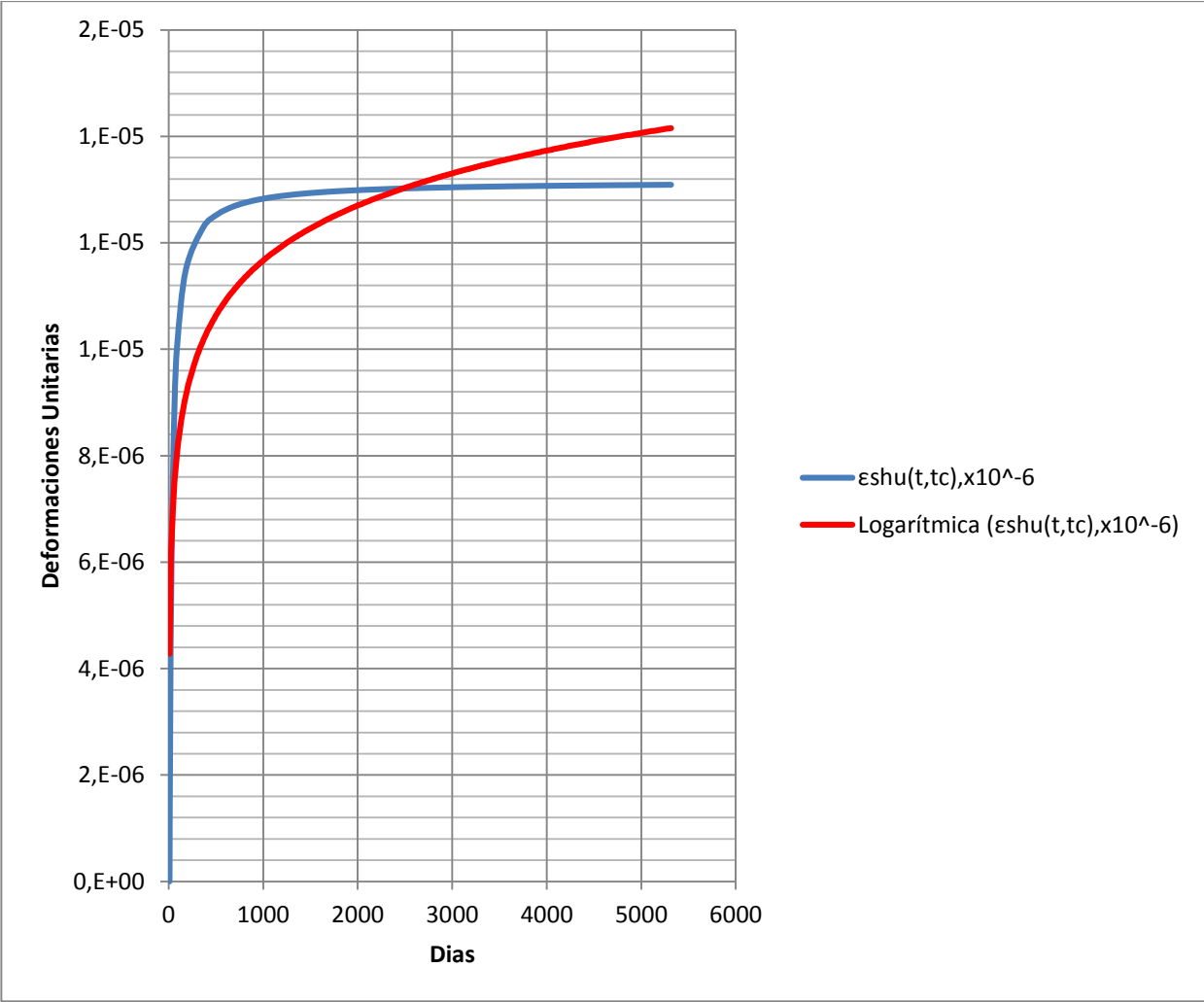


Ilustración 22: Grafico Contracción de los muros de la piscina Block Rech-1

El grafico que se muestra en la ilustración 22, se construye mediante la siguiente ecuación.

$$\epsilon_{sh}(t,t_c) = [(t - t_c)^{\alpha} / (f + (t - t_c)^{\alpha})] \epsilon_{shu}$$

La cual indica la deformación unitaria que produce por cada unidad de tiempo, una vez calculada esta deformación unitaria se castiga por la pitatoria de los factores presentados en la tabla 19.

La contracción de los muros de la piscina del reactor alcanza un valor asintótico aproximadamente a los 15 años desde que nació la estructura.

La deformación unitaria es de $1.3 \cdot 10^{-6}$ lo que permite calcular la contracción de los muros de la piscina.

Tabla 20: Contracción de los muros inferiores de la piscina del block Rech-1

Elemento	ϵ_{shu}	Contracción [mm]
Muros inferiores	$1.3 \cdot 10^{-6}$	$4.4 \cdot 10^{-3}$

Programa de detención del envejecimiento.

Las contracciones de los muros, son de carácter inevitable y este proceso es irreversible, por lo tanto no existen mecanismos de detención.

Sin embargo el hecho de que las contracciones sean pequeñas indica que no causantes de daños en la estructura.

4.4.4 Creep.

El flujo plástico o deformación por fluencia lente, se debe principalmente por la acción del peso propio prolongada a lo largo de la vida de la estructura.

La información con se cuenta es la misma que para la contracción y se utilizara el modelo ACI 209R-92 Creep. (ACI 209, 2008). Para determinar la disminución de la altura de los muros.

Obsolescencia.

Tabla 21: Factores para el cálculo de la fluencia lenta

Factores de Creep		
deformación nominal ultima	Φ_u	2,35
factor de corrección por aplicación de carga	$Y_{c,to}$	0,915518037
factor de corrección por humedad relativa	$Y_{c,RH}$	0,93835
factor de corrección por espesor medio	$Y_{c,vs}$	0,666666677
factor de corrección por asentamiento	$Y_{c,s}$	1,018
factor de corrección por agregado fino	$Y_{c,\psi}$	0,976
factor de corrección por contenido de aire	$Y_{c,\alpha}$	0,478
factor de corrección acumulativo	Y_c	0,271998183
coeficiente ultimo de creep	$\phi_u \cdot Y_c$	0,63919573

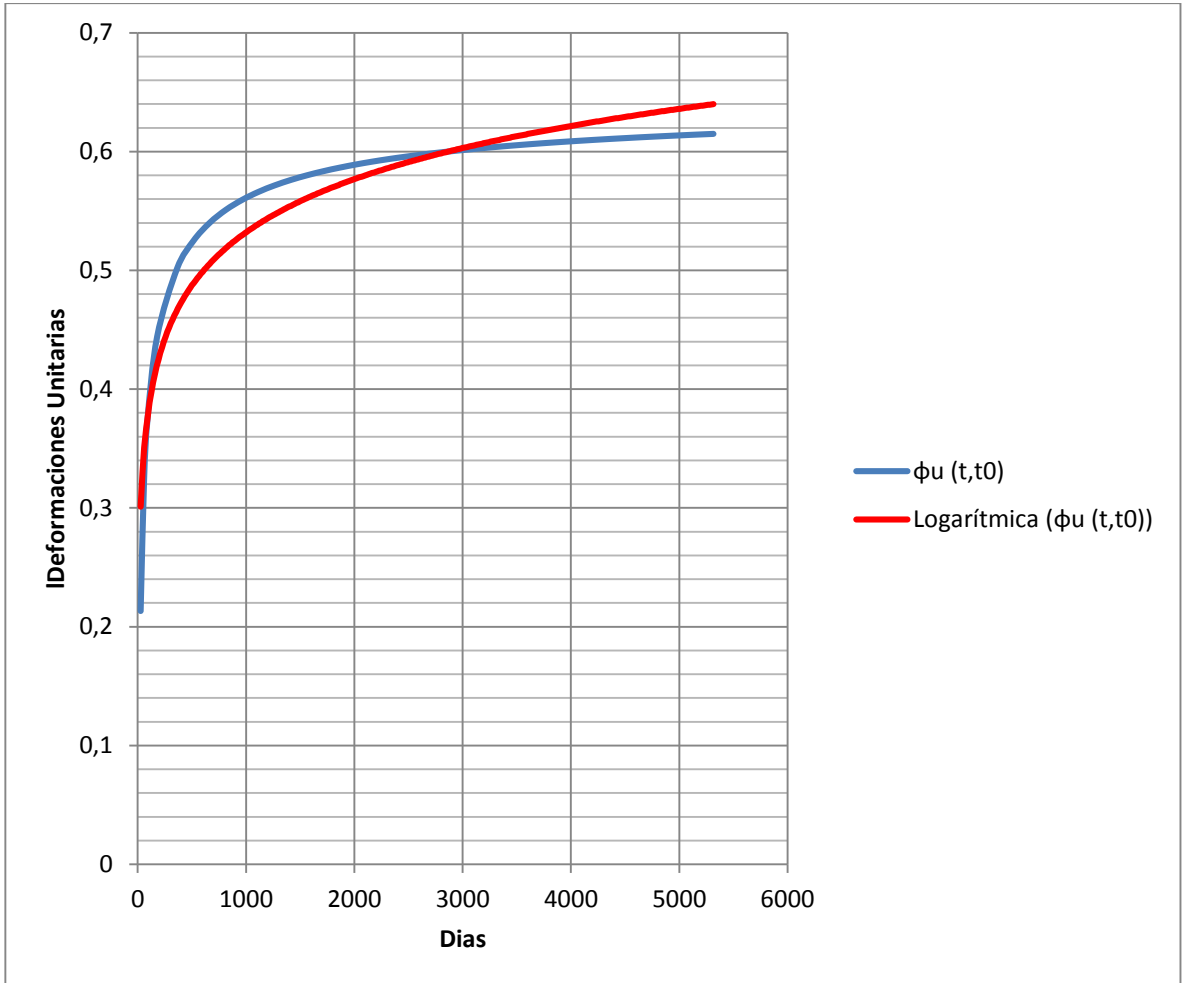


Ilustración 23: Grafico Deformación por flujo plástico en muros de la piscina Block Rech-1

El grafico que se muestra en la ilustración 22, se construye mediante la siguiente ecuación. Y sus valores en el eje y están en mm.

$$\phi(t, t_0) = [(t - t_0)^\psi / (d + (t - t_0)^\psi)] \phi_u$$

La reducción de los muros de la piscina del reactor alcanza un valor asintótico aproximadamente a los 15 años desde que nació la estructura.

La deformación unitaria es de $6.1 \cdot 10^{-5}$ lo que permite calcular la contracción de los muros de la piscina.

Tabla 22: Reducción de los muros por flujo plástico

Elemento	Φ_u	Reducción [mm]
Muros inferiores	$6.1 \cdot 10^{-5}$	$6.1 \cdot 10^{-1}$

Programa de detención del envejecimiento.

Las contracciones de los muros, son de carácter inevitable, por lo tanto no existen mecanismos de detención.

Sin embargo el hecho de que las contracciones sean pequeñas indica que no causantes de daños en la estructura.

5. CRITERIOS DE MODELACION

5.1.1 Geometría.

Para poder realizar el modelo de elementos finitos en el programa SAP 2000, es necesario definir la geometría a partir del modelo cad 3D, las distancias que se consideran para la modelación son los ejes de los muros perimetrales, interiores de la piscina y muros restantes, las losas se ubican en su respectivo nivel, acoplándose a los muros que corresponda.

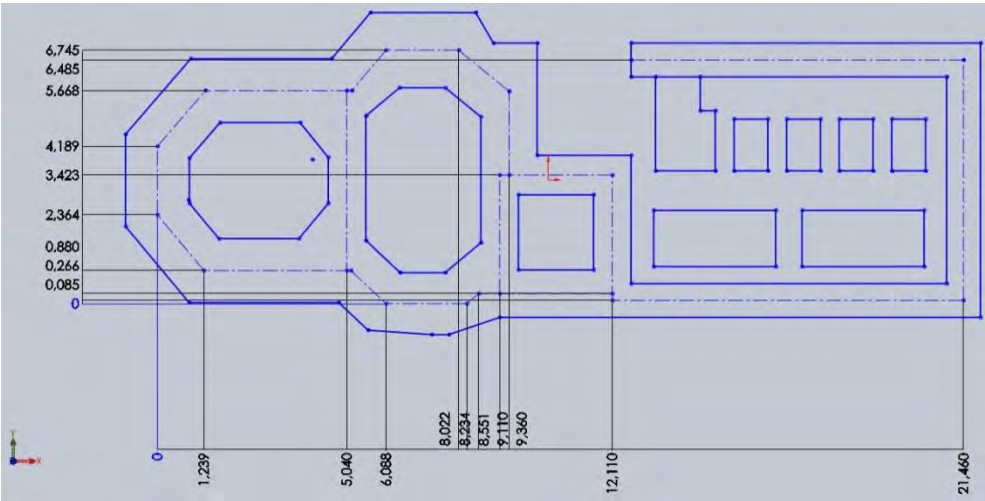


Ilustración 24: Grilla para modelo en SAP2000

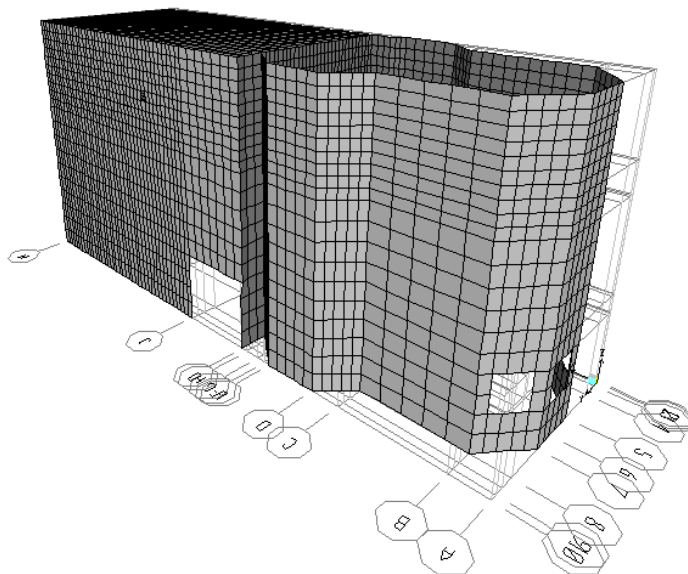


Ilustración 25: Vista Isométrica modelo elementos finitos

5.1.2 Interacción fluido estructura

La estructura presenta dos piscinas contiguas separadas en su interior por un muro con espesor de 1 metro y altura de 7,4 metros, alberga 242.000 litros de agua, los cuales sirven tanto de barrera protectora y mecanismo de enfriamiento del sistema interno del reactor.

Esta gran masa de agua se encuentra siempre presente en la estructura, salvo contadas ocasiones en que se realiza mantenimiento, la interacción fluido estructura, será modelada según los modelos planteados por G. Housner y se utilizara el código ACI 350.

La oscilación del agua dentro del estanque produce dos efectos simultáneos, la parte inferior del líquido se comporta como un sólido rígido, por lo que se acopla a la estructura y oscila en forma impulsiva, mientras que la parte superior del líquido sufre el *sloshing* este oleaje que se produce en la parte

superior de la piscina, acarrea masa de agua en sentido contrario a la oscilación de la estructura oscilando de manera convectiva.

Los modelos que permiten incorporar los fenómenos anteriormente descritos, son de carácter unidireccional, por lo que las masas de agua son acopladas a la estructura mediante barras rígidas para el caso de la masa impulsiva y resortes para la masa convectiva. Y en un solo grado de libertad.

El código (ACI 350, 2001) dice que la rigidez del resorte debe calcularse a partir de la rigidez del muro sobre el cual se acopla la masa, o determinarse a partir de algún otro método valido de estudio. Dada la alta rigidez de los muros que conforman la piscina. El modo conectivo se acopla también mediante barras rígidas.

El hecho de que los acoples sean unidireccionales obliga a realizar dos modelos para el estudio de la interacción fluido estructura uno en la dirección norte sur (eje y de modelación) y este oeste (eje x de modelación).

Se calcularan los efectos de las masas de agua sin conciderar las prssiones sobre la base del estanque, esto se debe a que no se requiere analizar el volcameinto del contenedor, sino los esfuerzos producidos en los muros de la piscina del Block del Rech-1.

La piscicina del reactor se entcuntra separada por un muro interior de 7,4 metros de altura y un metro de espesor, orientando su eje de mayor rigidez en la direccion norte sur, por lo que toda la masa de agua que se ubica bajo la cota se concidera como impulsiva.

Tabla 23: Masas bajo la cota 7.4m

Masa equivalente a acelerar bajo la cota 7.4 m		
Wc	75 [Ton]	Masa convenctiva primario
Wc	110 [Ton]	Masa convectiva secundario

Tabla 24: Centros de gravedad masas bajo la cota 7.4 m

Centros de gravedad masas bajo la cota 7.4 m		
Hc	3.7 [m]	Masa Impulsiva
Hc	3.7 [m]	Masa Convectiva

Los resultados presentados en las Tablas 23 y 24 se utilizaran tanto para el modelo en la direccion x como para la direccion y, debido a que esa cantidad de agua siempre estara hasta la altura del muro.

La masa de agua restante, que alcanza una altura de 2.6 metros a partir de la cota 7.4m es la que experimenta el fenomeno de sloshig, por lo que es en esta altura donde se produce la direccion de las masas convectivas e impulsivas.

Tabla 25: masa equivalentes a acelerar Eje Y

Masa equivalente a acelerar eje Y (direccion norte Sur)		
Wi	49.5 [Ton]	Masa Impulsiva
Wc	22.5 [Ton]	Masa Convectiva

Tabla 26: Masas equivalentes a acelerar Eje X

Masa equivalente a acelerar eje X (direccion Este Oeste)		
Wi	27.5 [Ton]	Masa Impulsiva
Wc	41.62 [Ton]	Masa Convectiva

Con las masas calculadas es necesario calcular los puntos donde producira el acople entre la estructura y las masas de agua.

Tabla 27: Centros de Gravedad de las masas a acelerar Eje Y

Altura de los centros de gravedad excluyendo la base de presión eje Y (dirección Norte Sur)		
Hi	0.99 [m]	Centro impulsivo
Hc	1.72 [m]	Centro convectivo

Tabla 28: Centros de gravedad de las masas a acelerar Eje X

Altura de los centros de gravedad excluyendo la base de presión eje X (dirección Este Oeste)		
Hi	0.98 [m]	Centro impulsivo
Hc	1.43 [m]	Centro convectivo

Con las masas y sus posiciones ya calculadas se procede a ensamblar las masas en los modelos respectivos.

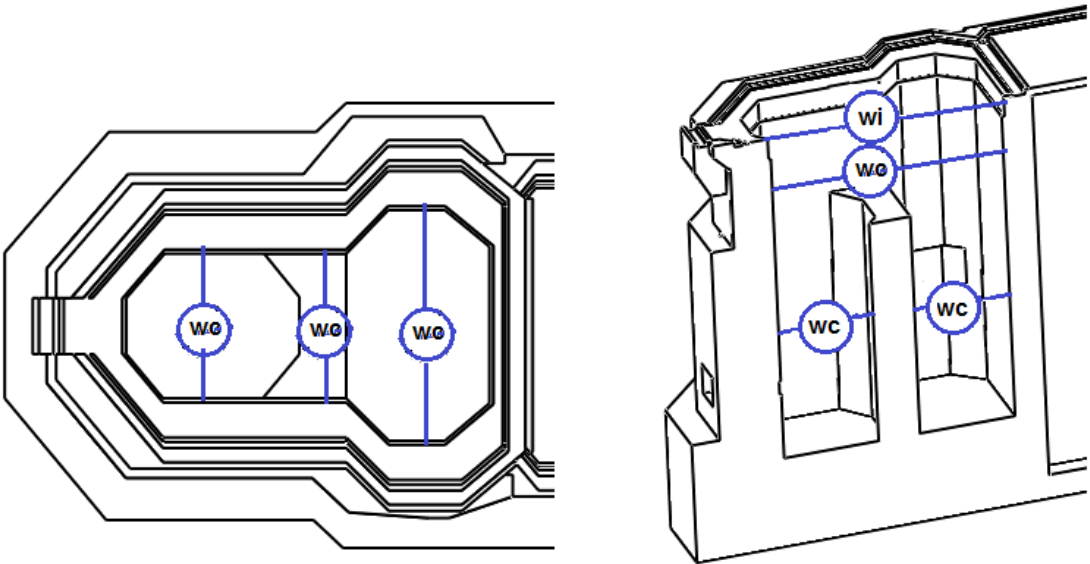


Ilustración 26: vistas esquemáticas del acople de Masas en ambas direcciones

En la ilustración 26 se muestra la incorporación de las masas en el grado de libertad correspondiente, la imagen en planta de la izquierda muestra la dirección norte sur, y la dirección este oeste es reflejada en la vista isométrica de la derecha.

El código (ACI 209, 2008), sugiere que para estanques de gran altura, las masas deben separar en varias más de menor tamaño y acoplarse de igual forma. Esta sugerencia no es acertada en este caso, la rigidez de los muros que conforman la piscina es muy alta, y agregar aún más elementos rígidos distorsionaría el comportamiento de los modos de vibrar.

Por otra parte cada barra infinitamente rígida traspasa los esfuerzos casi sin alterarlos, este efecto genera concentraciones de esfuerzos en cada punto donde se inserte la barra, estos esfuerzos alterarían de manera grave la lectura de los datos que se monitorean más adelante.

5.1.3 Elasticidad bidimensional

La elección de elementos finitos tipo Shell se debe a que las estructuras de esas características, responde a una teoría de elasticidad plana y todas las tensiones, esfuerzos, flexiones, torsiones etc., que se producen se producen en el plano.

De igual manera es importante diferenciar entre aquellos elementos Shell que si consideran las deformaciones por cortes y aquellos que no.

5.1.3.1 Elemento finito tipo Shell thick.

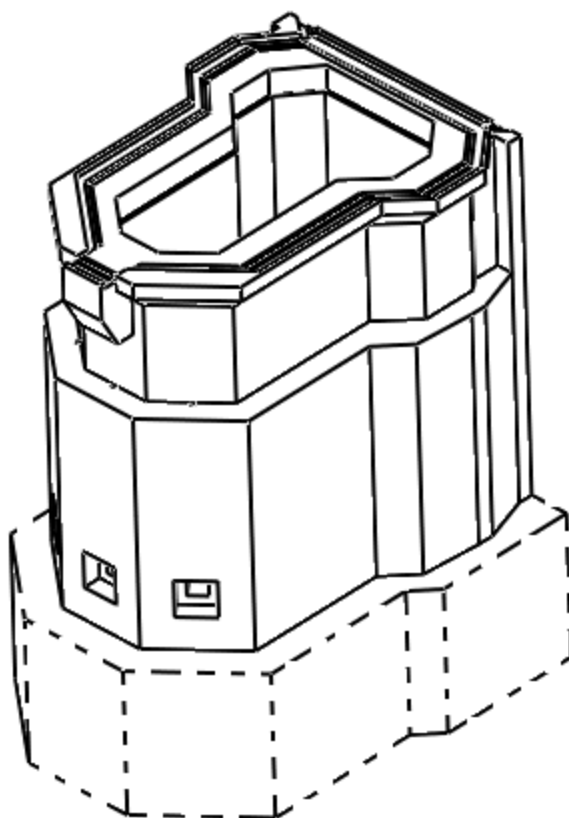


Ilustración 27: elementos estructurales modelados con elemento Shell Thick.

En la ilustración 27, se indican con líneas continuas todos los elementos estructurales que serán considerados como elementos Shell thick, incluyendo el muro interior. Esto se debe a la relación espesor alto que presentan estos elementos. (Celigüeta, 2008).

De ninguna manera este efecto de las cortantes, afecta al problema bidimensional.

5.1.3.2 Elemento finito tipo Shell thin.

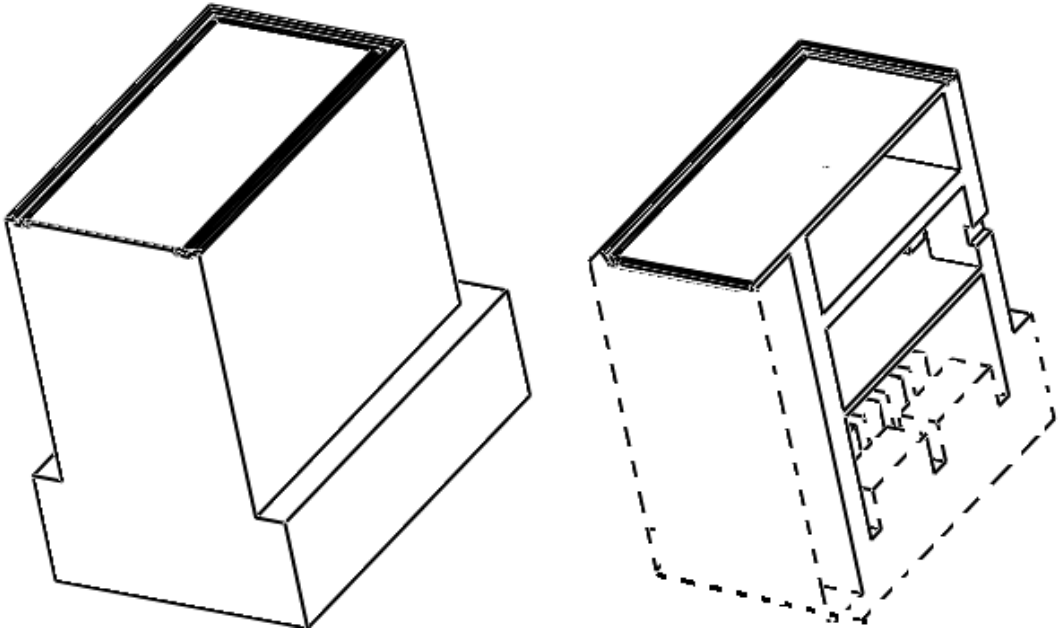


Ilustración 28: Elementos estructurales modelados con elemento finito Shell Thin.

La vista isométrica de la ilustración 28, señala los elementos estructurales que serán modelados como elementos Shell thin. El criterio al igual que en el caso anterior, es la relación espesor altura, entre los elementos. (Celigüeta, 2008).

5.1.4 Configuración para transmisión de esfuerzos.

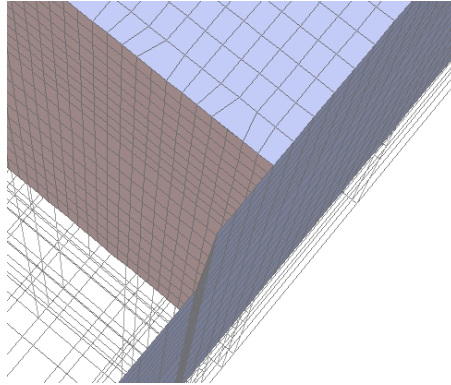


Ilustración 29: Elemento finito Cuadrilátero.

Dentro de la teoría de elasticidad bidimensional se presentan dos posibles geometrías planas, los elementos triangulares o cuadriláteros, para las uniones entre elementos, ya sea losa-muro, muros- muros etc.

Se utilizarán solo terminaciones en cuadriláteros, debido a que las funciones de transferencia entre los nodos llevan más información. Que una triangular, pensando en que las funciones de interpolación se basan en la formulación de serendipity. (Celigüeta, 2008).

5.1.5 Interacción suelo estructura.

Dada la antigüedad de la mecánica de suelo (DAN-DES, 2011), y la carencia de datos. Sumado a la profundidad y dimensiones de las fundaciones, se considerará que el suelo empotra la estructura. Por lo que la altura del modelo es menor a la de la maqueta, sin embargo se utilizará el peso sísmico de la maqueta, como medida de seguridad.

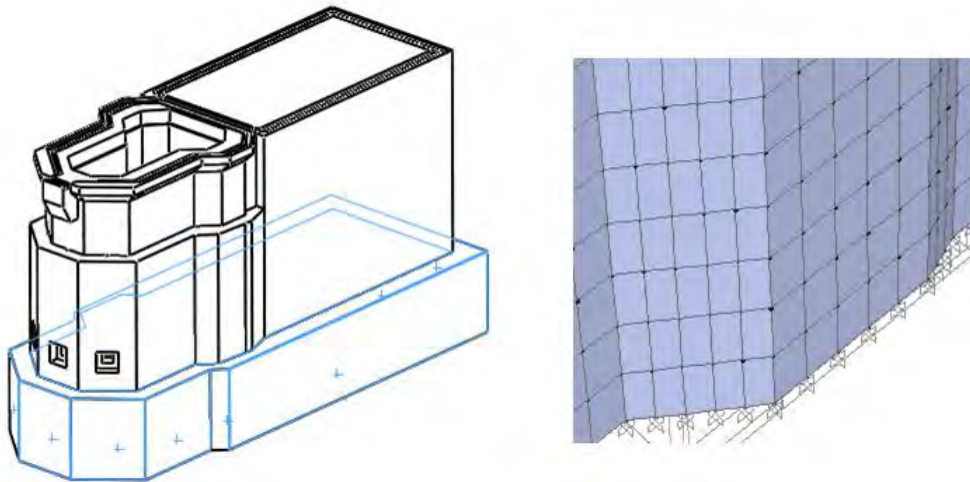


Ilustración 30: modelación interacción suelo estructura.

5.2 Calibración del modelo.

5.2.1 Instrumentación de la estructura.

La comisión Chilena de Energía nuclear, Responsable con la comunidad, luego del “27 F”, decide instrumentar la estructura con el fin de medir constantemente, las aceleraciones que experimenta la estructura, producto de los sismos.

Estos eventos son monitoreados y registrados como conjunto de datos que formando el registro. Y cámaras que graban el fenómeno en tiempo real.

La estructura cuenta con dos tipos de sismómetros, uni axiales y tri axiales, siendo estos los que utilizaran para calibrar los modelos.

**SISTEMA DE MONITOREO ESTRUCTURAL
COMISION CHILENA DE ENERGIA NUCLEAR**

Equipo	Número de Serie	CANAL	Factor de Escala	Offset	Componente	Dirección y sentido positivo ¹		Figura	Ubicación
			Volts/g (±10V F.S)	g					
130-MC18A	0132							1	HALL
131B-01/3	1175	1	1.647		A009-002	NS	S	2	Piscina 1P SO
		2	1.744		A012-097	CN	C		
		3	1.648		A009-021	EO	O		
131B-01/1	1685	4	1.704	-0.238	A012-038	EO	O	3	Piscina 1P NO
131B-01/1	1691	5	1.689	0.092	A010-083	NS	N	4	Piscina 1P N
131B-01/3	1178	6	1.700		A012-091	CN	C	5	Piscina 3P N
		7	1.684		A012-082	NS	N		
		8	1.699		A011-007	EO	O		
131B-01/3	1177	9	1.666		A009-036	CN	C	6	Piscina 4P NE
		10	1.638		A009-050	NS	N		
		11	1.685		A011-002	EO	O		

Ilustración 31: Sistema de Monitoreo Estructural [Fuente: (DAN-DES, 2011), modificado]

La ilustración 31, muestra los canales que se utilizaran para obtener las señales que calibran el modelo, las entradas se obtendrán del sismómetro ubicado en la base en primer piso de la piscina en la dirección Sur oeste, con número de serie 1175. Los canales 1 y 3 de este instrumento proporcionan los registros de entrada en la dirección respectiva de análisis.

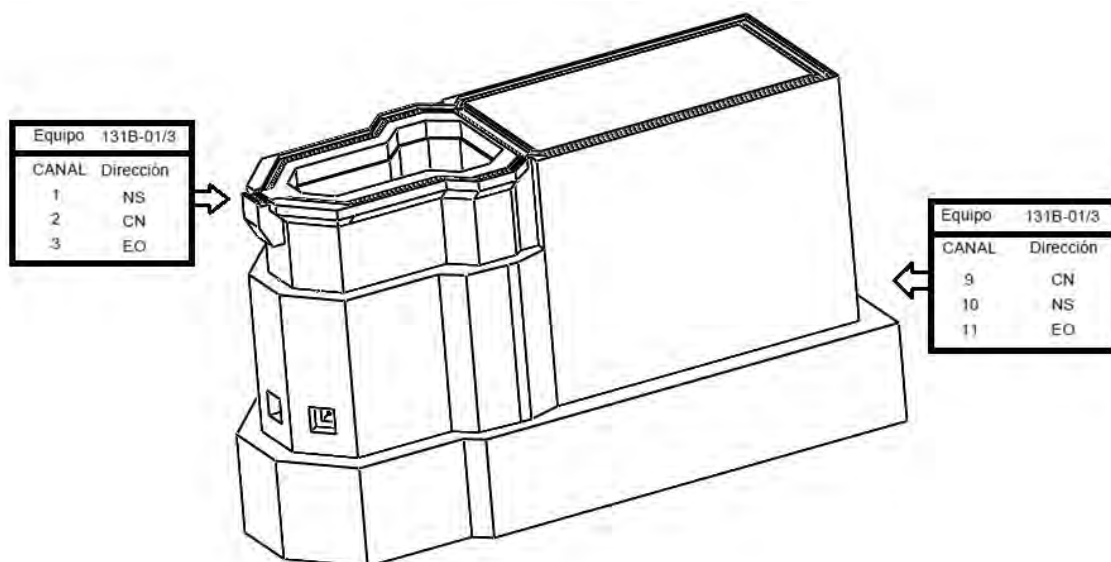


Ilustración 32: equipos de monitoreo utilizados para calibrar los modelos

El instrumento basal, (número de serie 1175) monitorea los registros que representan los inputs para la calibración del modelo, mientras que los registros obtenidos del instrumento ubicado en la parte superior de la piscina del reactor (número de serie 1177), entrega los registros a comparar con la respuesta del modelo de elementos finitos.

Para poder comparar los registros obtenidos en el modelo contra los entregados por los instrumentos se utilizan varios indicadores propuestos por ingenieros chilenos a lo largo de historia.

5.2.1.1 Indicadores utilizados para describir la señal.

Picos de Aceleración.

Representan los valores absolutos máximos del registro, y el tiempo en que se producen.

Zona Fuerte.

La recomendación de Trifunac y Brady (1975), quienes denominan duración “significativa” del movimiento a la comprendida entre t_5 y t_{95} , instantes para los cuales el “índice de potencia del terremoto”, alcanza el 5% y el 95 % de su valor total. (Riddell, 2005).

Con el fin de poder comprar las señales (registros), se deben describir algunos parámetros los cuales se detallan a continuación.

Intensidad de arias.(1970)

$$I_A(\xi) = \frac{\cos^{-1}(\xi)}{g\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^{\xi} a(t) dt$$

Arias propuso como medida de la intensidad del terremoto a la integral del cuadrado de la aceleración, la que interpretó como la suma de las energías disipadas, por unidad de masa, en todo el rango de frecuencias ($0 < \omega < \infty$) por una población de osciladores elásticos amortiguados. (Riddell, 2005).

Potencial Destructivo Araya y Saragoni (1980)

$$P_D = \frac{I_A}{v_0}$$

Donde I_A es la intensidad de Arias y v_0 es el número de cruces por cero por unidad de tiempo del acelerograma. La importancia de este índice es la incorporación del contenido de frecuencias del movimiento por medio del parámetro v_0 , el cual modifica el carácter de “sensible a la aceleración” dado por

I_A . A medida que u_o decrece, el índice pondera el mayor poder de daño asociado al contenido de frecuencias moderadas. (Riddell, 2005).

5.2.1.2 *Sismo patrón.*

Los instrumentos registran 200 puntos por segundo, generando los acelegroamas tanto de entrada como de salida del modelo, el sismo patrón seleccionado para la calibración del modelo en ambas direcciones fue el ocurrido el día 23 de agosto del año 2014, con magnitud de 6.4

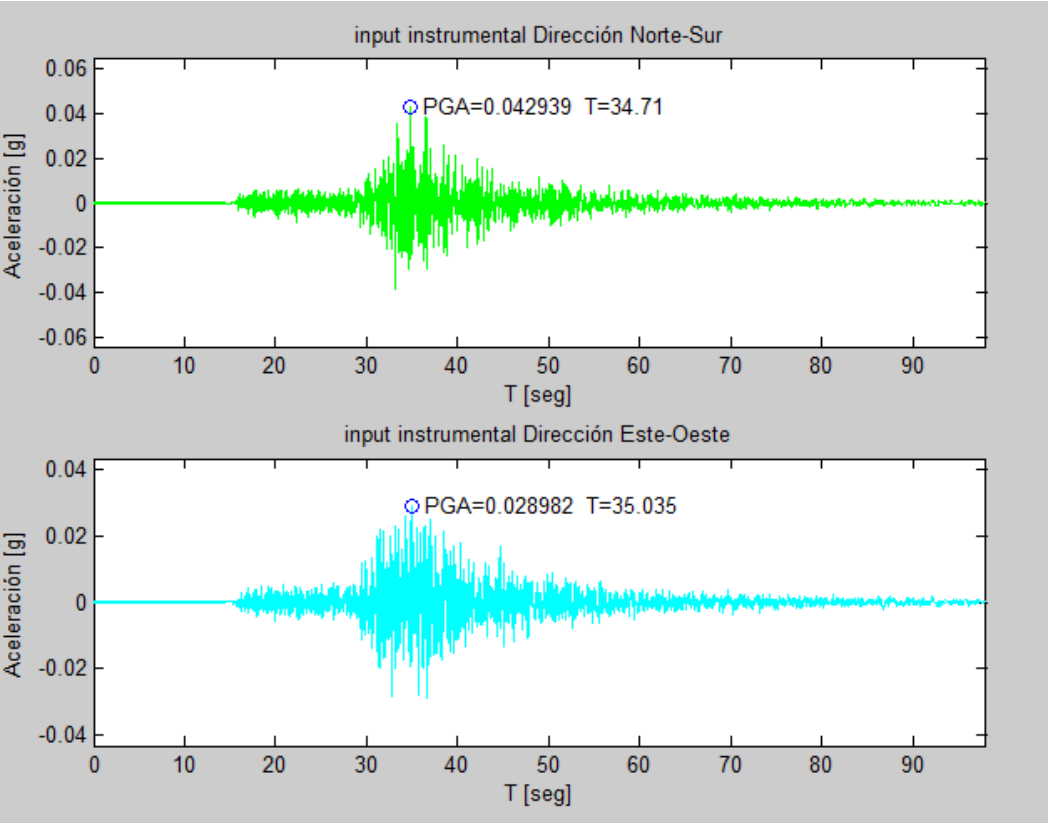


Ilustración 33: Registros basales para calibración del modelo

Los registros basales que se muestran en la ilustración 33, son los registros de entrada para el proceso de calibración del modelo.

5.3 Calibracion direccion Norte – Sur.

5.3.1 Registros y picos de aceleración.

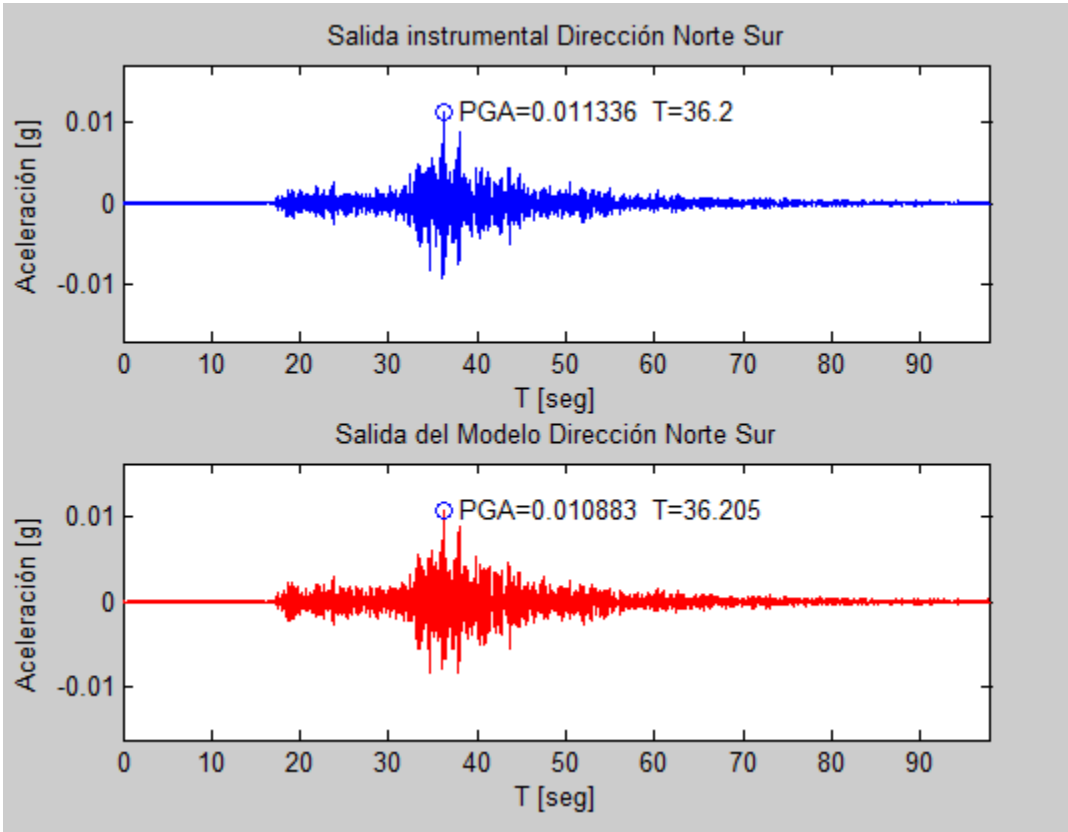


Ilustración 34: Registros y picos de aceleración en la dirección norte – sur.

5.3.2 Intensidad de Arias Normalizada en los intervalos de la Zona fuerte.

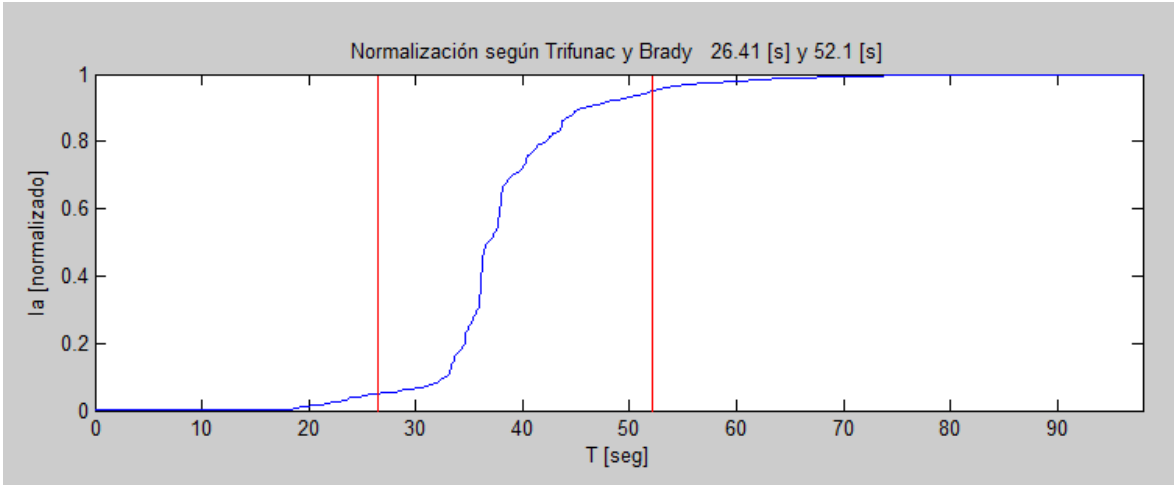


Ilustración 35: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida Instrumental

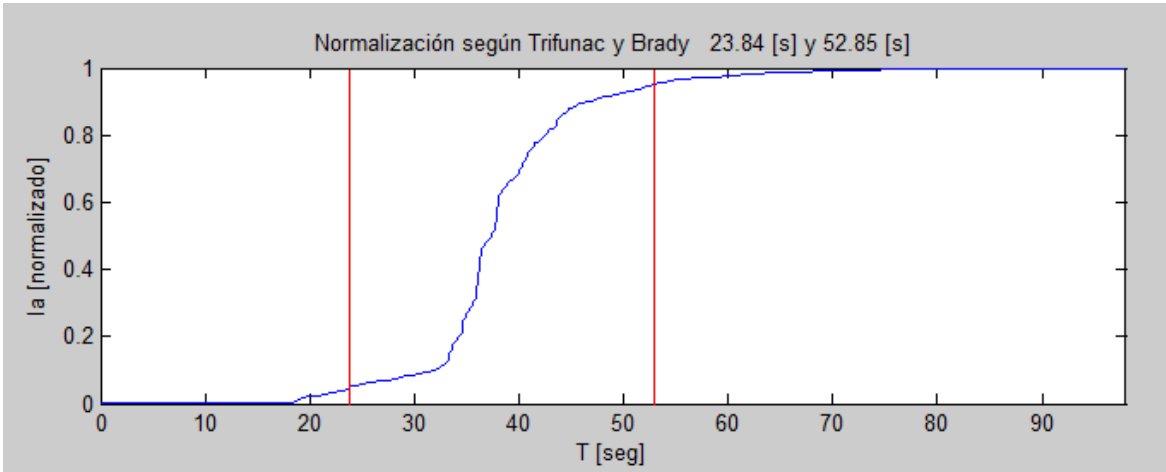


Ilustración 36: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida del Modelo

5.3.3 Comparación de indicadores.

Tabla 29: Comparación de los indicadores de calibración en la dirección Norte – Sur.

			Salida instrumental	Salida modelo	Error porcentual (%)
Intensidad de Arias	Ia	cm/seg	7241	7242	0.014
Cruces por Cero	Vo	Veces	2554	2014	1.56
Potencial destructivo	P.D	cm/seg	0.000011	0.000018	38.9
Picos De Aceleración	P.G.A	G	0.0113	0.0108	4.6
Tiempo de ocurrencia	T	Seg	36.2	36.205	0.014
Inicio Zona Fuerte	Ti	Seg	26.41	23.84	9.7
Fin Zona fuerte	Tf	Seg	52.1	52.85	1.4
Duración Zona Fuerte	D	Seg	25.69	29.01	12.9

5.3.4 Periodo natural de vibración.

Una vez calibrado el modelo, se registra el periodo natural de la estructura, obteniendo un periodo de 0.091 seg.

5.4 Calibracion direccion Este - Oeste.

5.4.1 Registros y picos de aceleración.

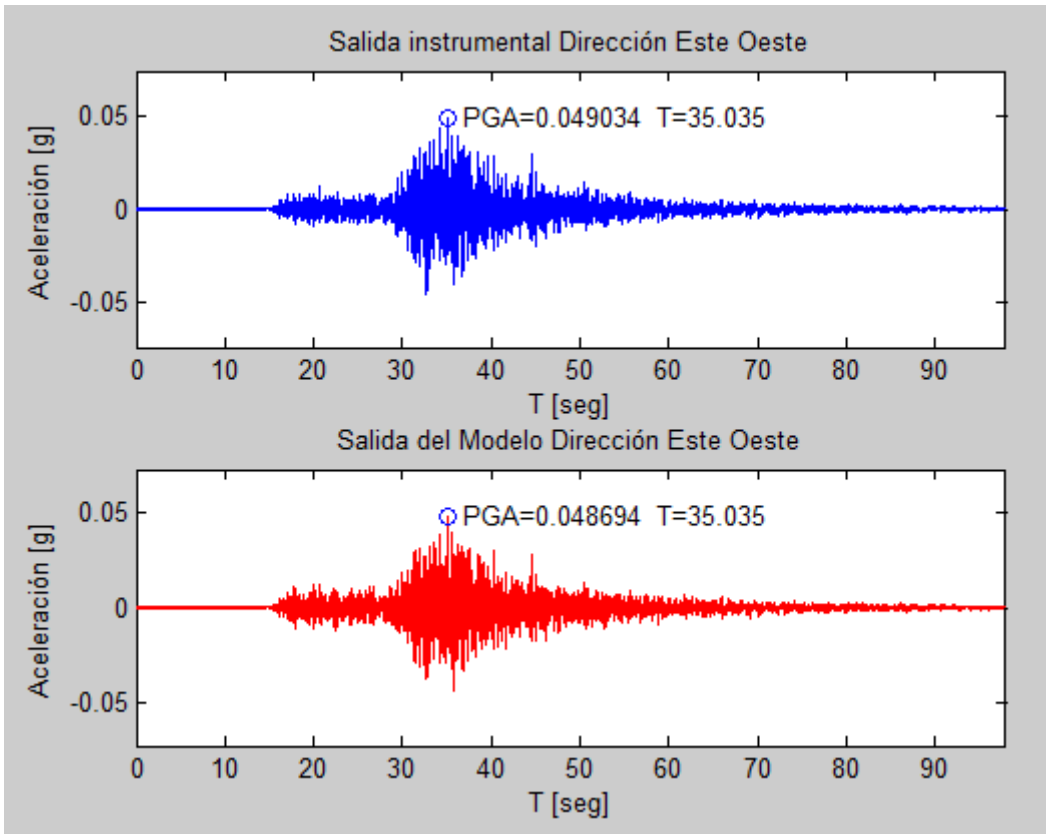


Ilustración 37: Registros y picos de aceleración en la dirección Este - Oeste

5.4.2 Intensidad de Arias Normalizada en los intervalos de la Zona fuerte.

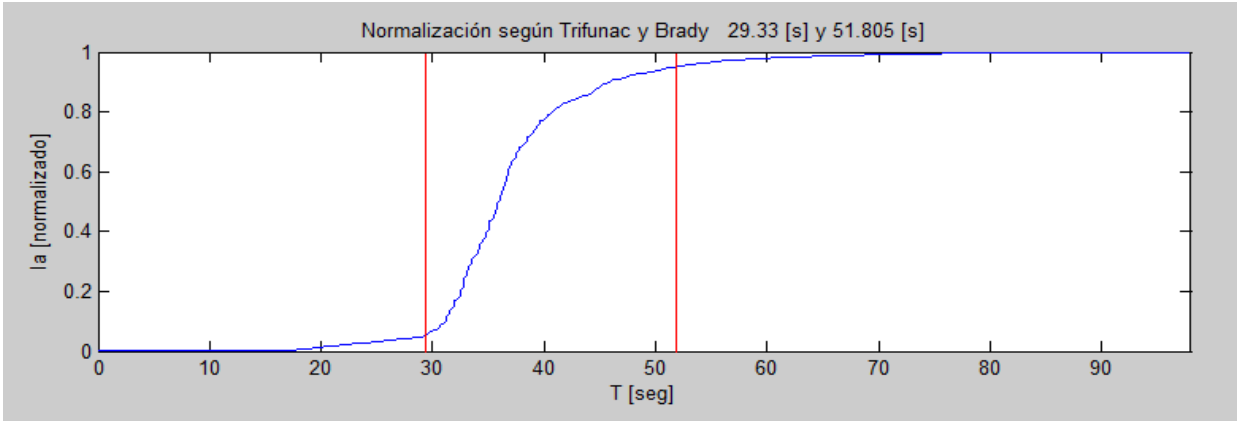


Ilustración 38: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida Instrumental

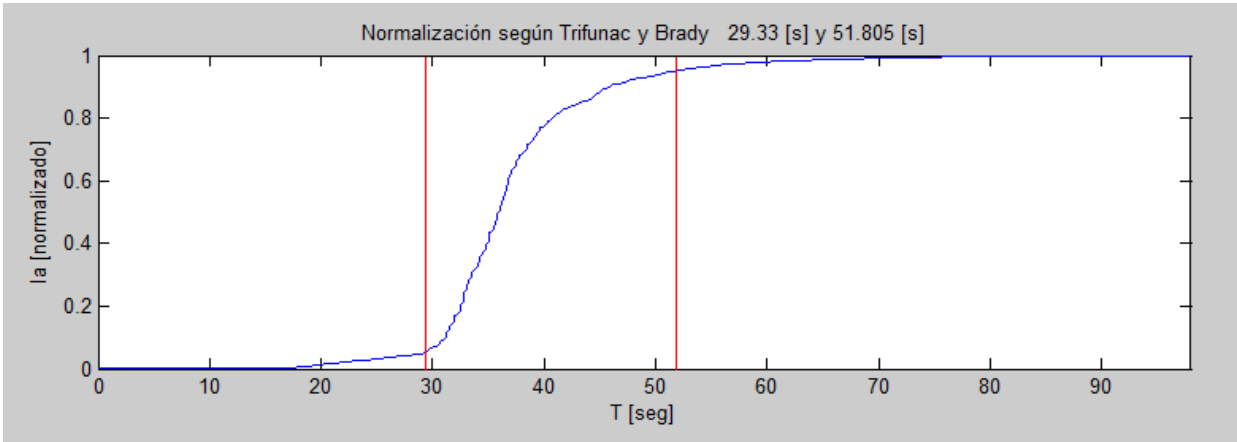


Ilustración 39: Intensidad de Arias Normalizada de la Salida del Modelo

5.4.3 Comparación de indicadores.

Tabla 30: Comparación de los indicadores de calibración en la dirección Este – Oeste.

			Salida instrumental	Salida modelo	Error porcentual (%)
Intensidad de Arias	Ia	cm/seg	7008	7008	0
Cruces por Cero	Vo	Veces	2821	2342	17
Potencial destructivo	P.D	cm/seg	0.008	0.0013	38.5
Picos De Aceleración	P.G.A	g	0.049	0.0486	1
Tiempo de ocurrencia	T	Seg	35.035	35.035	0
Inicio Zona Fuerte	Ti	Seg	29.33	25.66	13
Fin Zona fuerte	Tf	Seg	51.805	52.175	1
Duración Zona Fuerte	D	Seg	22.475	26.515	15

5.4.4 Periodo natural de vibración.

Una vez calibrado el modelo, se registra el periodo natural de la estructura, obteniendo un periodo de 0.058 seg.

6. ANALISIS SISMICO.

Una vez calibrado el modelo mediante análisis de tiempo historia, y validado la similitud de las señales mediante los indicadores mencionados en el capítulo anterior, el modelo está en condiciones para realizar un análisis dinámico confiable.

En lo que respecta a la realidad nacional, la normativa ligada al diseño sísmico industrial indica explícitamente:

“Esta norma no se aplica a otros tipos de estructuras tales como centrales nucleares, centrales de energía eléctrica y líneas de alta tensión, presas, tranques, puentes, túneles, muelles de gravitacionales, muros de contención, líneas de ductos enterradas, etc.” (Nch 2369, 2003).

Sin embargo, como la lo que se busca resolver, no es un problema de diseño, sino una contextualización de la estructura vista desde la perspectiva nacional, esta herramienta de diseño (Nch 2369, 2003), resulta ser bastante útil.

El hecho de que la estructura no posea ni aislación basal, ni disipadores de energía permite que un análisis modal espectral sea suficiente para tener una buena aproximación sobre los esfuerzos que se producen en la estructura cuando es afectada por la acción de un sismo.

6.1 Espectro de diseño.

6.1.1 Parámetros Dirección Norte – Sur.

Tabla 31: parámetros para la elaboración del espectro de diseño según (Nch 2369, 2003)

Zona Sísmica	2
Tipo de Suelo	III
Factor de Modificación	1
T*	0.091
Categoría	C1
C _{max}	0.41

6.1.2 Parámetros Dirección Este – Oeste.

Tabla 32: parámetros para la elaboración del espectro de diseño según (Nch 2369, 2003)

Zona Sísmica	2
Tipo de Suelo	III
Factor de Modificación	1
T*	0.056
Categoría	C1
C _{max}	0.41

Las tablas número 31 y 32, muestran los parámatelos para conformar el espectro de aceleraciones, en sus respectivas direcciones, con el cual se

medirán los esfuerzos producido en la estructura, estas tablas reflejan las características del suelo, el tío de estructura etc., es importante destacar que el factor de modificación uno, indica que el espectro no será reducido por lo que es un espectro elástico.

6.1.3 Espectro elástico en la dirección Norte – Sur.

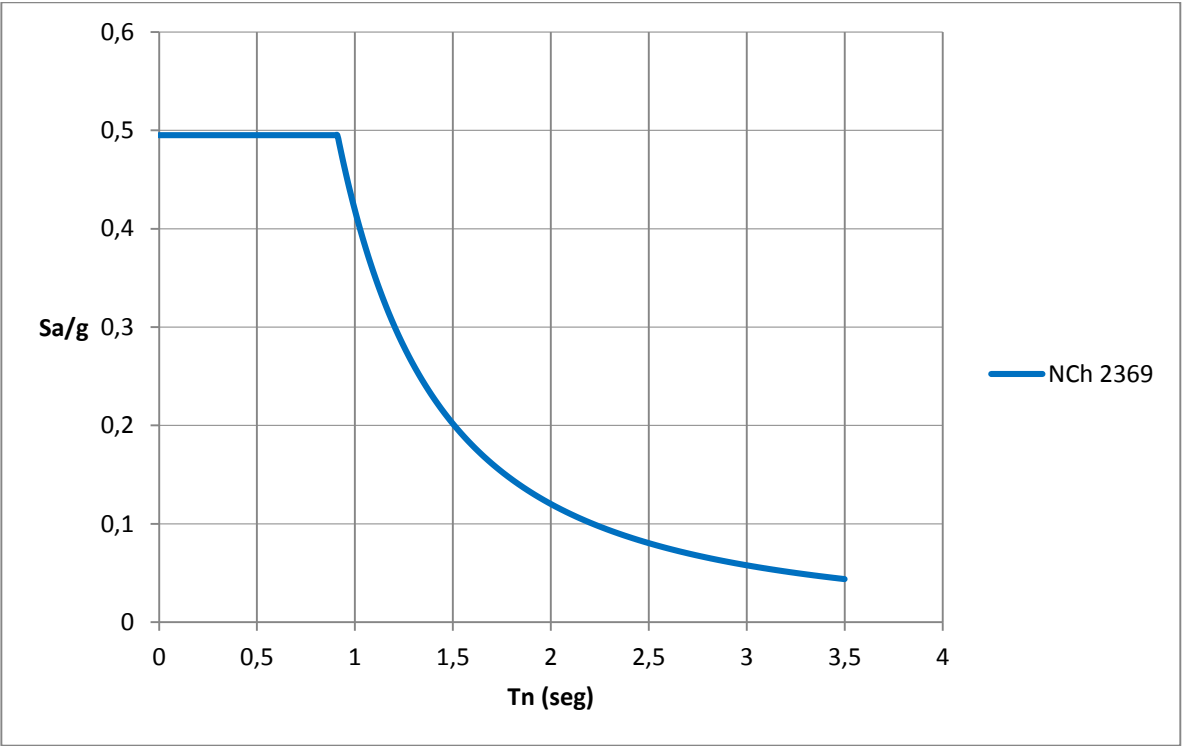


Ilustración 40: Espectro de diseño sísmico (Nch 2369, 2003)

6.1.4 Espectro elástico en la dirección Este – Oeste.

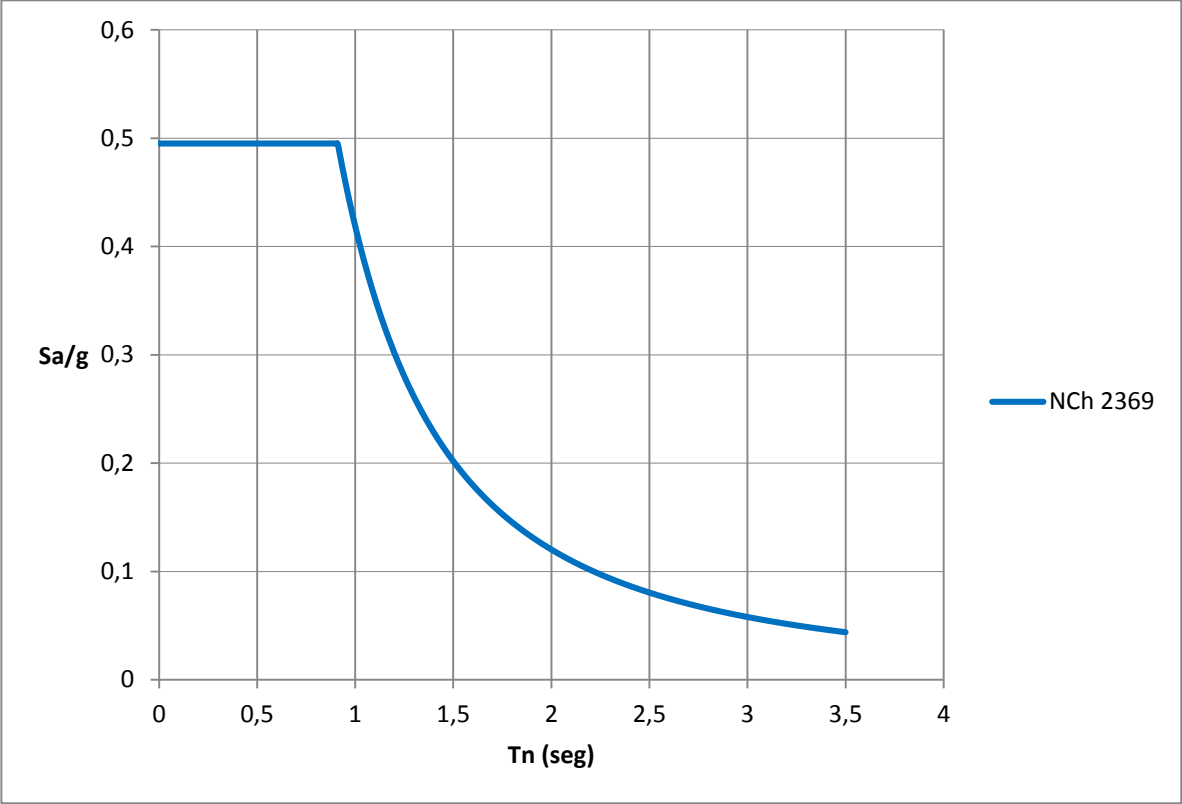


Ilustración 41: Espectro de diseño sísmico (Nch 2369, 2003)

Como se puede observar en las ilustraciones número 40 y 41, la aceleración a la cual será sometida la estructura bordea los 0.5g, valor bastante elevado para evaluar los esfuerzos.

7. ANALISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES.

7.1 Materialidad.

Los primeros resultados obtenidos en el estudio, son aquellos que están ligados a la materialidad que conforman la estructura, si bien los valores referidos a la cantidad de fierro y moldajes calculados en el capítulo 4, de este informe son referenciales, dado que provienen de algunas aproximaciones y cálculos por cuantías. Sin embargo no difieren de los valores que se manejan habitualmente en la construcción chilena.

Por su contra parte las toneladas de hormigón calculadas producto de la maqueta y la corrección de los planos es un valor mucho más fidedigno en su naturaleza, considerando que por la época de construcción el cemento de naturaleza puzolanica, emite una cantidad de CO₂ igual al volumen de producción. (Holmgreen, 2011), por lo que el RECH-1, tiene como punto de partida en su huella de carbono un aporte de 176 [ton] de CO₂.

Debido a que no existen memorias de cálculos y ni especificaciones técnicas sobre la composición del hormigón se hace primordial generar una caracterización del hormigón que confirma la estructura, con el contra punto que para ello es necesario extraer muestras del mismo. Considerando la falta de documentación se hace necesario validar las características de las barras de refuerzo que se muestran en el los planos. Son de principal interés conocer si realmente las barras son lisas, su módulo de elasticidad, puntos de fluencia y rotura. Esto sería posible si se efectuara un estudio de ultra sonido que permita obtener los parámetros antes mencionados.

Conociendo lo mencionado en el párrafo anterior y gracias a la versatilidad del software (solidworks) en que se elaboró la maqueta virtual, sería posible

poder realizar completamente la ingeniería de detalle para poder un set de planos totalmente actualizados y digitalizados.

Es necesario además realizar una segunda revisión de set de planos para poder identificar claramente aquellos que presenten diferentes cotas o información sobre un elemento.

El detallamiento de los planos esta referenciado al código de la comisión BS 1478 (*british standard code*). Este código permite que el calculista asigne un código numérico de tres cifras (ver 4.2.2), el cual debe estar indicado en una memoria o lamina con la funcionalidad de la barra, ya sea, suple, estribo, cabezal, etc. Esta lamino no se encuentra en el set de planos, lo que dificulta la lectura de los mismo y sugiere una evaluación estructural.

Por otra parte la documentación que está ligada a los manuales de mantenimiento no requiere mayor atención, la prueba fehaciente de ello es que la estructura siga funcionando hasta la actualidad y lo hace de buena manera, no solo en su comportamiento estructural sino, que en todas las áreas, piping, instrumentación etc.

7.2 Condiciones de Servicio.

Las condiciones a de servicio de una estructura apunta a “como el usuario, se siente en ellas, y como este percibe la seguridad de la misma”

7.2.1 Deflexiones.

El código de diseño (ACI 349, 2001), en su capítulo 9, permite evaluar la serviciabilidad de la estructura mediante el control de deflexiones y control de grietas.

Tabla 33: control de deflexiones según (ACI 349, 2001)

Elemento	Deflexión calculada [m]	Deflexión admisible [m]
Sala de ventilación	$2 \cdot 10^{-4}$	$3.4 \cdot 10^{-3}$
Sala de Bombas	$5 \cdot 10^{-4}$	$2.7 \cdot 10^{-3}$

La tabla numero 33 muestra la comparación de las deflexiones para la sala de ventilación y de bombas de la estructura, las deflexiones se obtienen del modelo estático de las losas contralando la deformación por peso propio y cargas estáticas. Se observa que diferencia entre las deflexiones calculadas y las deflexiones admisibles defieren en un orden de magnitud, siendo las deflexiones calculadas menores, esto otorgo la sensación de confort al usuario y no provoca un estado de alerta, puesto que no es perceptible la deflexión de los elementos.

Es importante que destacar que si se comparan las deflexiones admisibles de los códigos (ACI 349, 2001) contra su homologo (ACI 318, 2008), para construcciones habitacionales, se observa que la deflexión para estructuras ligadas a la industria nuclear pueden deformase más que las habitacionales.

7.2.2 Agrietamiento.

El agrietamiento del hormigón en elementos sometidos a esfuerzos de flexión se produce cuando la parte de la sección que está soportando las tracciones inducidas por la flexión. Sobre su capacidad de trabajo, para ello el código (ACI 349, 2001) nos permite determinar el momento limite que es capaz de soportar el elemento estructural.

Tabla 34: momentos de agrietamiento de las losas y muros de la piscina del RECH-1

Elemento	Momento Agrietamiento [ton·m]	Momento Solicitante estático [ton·m]	Momento Solicitante Dinámico [ton·m]
Muros Piscina	415	n/a	362
Sala de Bombas	3.29	0.99	1.02
Sala de ventilación	18.93	6.35	10.39

Como se observa en la tabla numero 34 los valores pertenecientes a dos columnas de la derecha son menores indican que ni para el caso estático ni para el dinámico, estos, superan la condición de agrietamiento, esta comparación de valores entrega como conclusión que el hormigón no ha incursionado en fase II, y se mantiene trabajando en fase I.

7.2.3 Grietas.

Como se señaló en el párrafo anterior el hormigón según lo calculado no incursiona en fase I, por lo que se puede inferir que las grietas presentes en la estructura no son de carácter mecánico producto de esfuerzos sísmicos que ha desarrollado la estructura mediante.

En el capítulo 4 del presente informe, se estimaron las deformaciones que experimentan los muros de la piscina del reactor debido al flujo plástico como por el proceso de retracción (ver tabla 20 y tabla 22), en la tabla 22 se observa que la deformación por flujo plástico es de 0,6 [mm], mientras que la contracción es mucho más pequeña. Sin embargo debido a que el hormigón se mantiene trabajando en fase I, y considerando la deformación por fluencia lenta, es perceptible, se puede estimar que las grietas son producto de la perdida de agua

de la estructura producto del proceso de contracción y retracción del hormigón en fraguado.

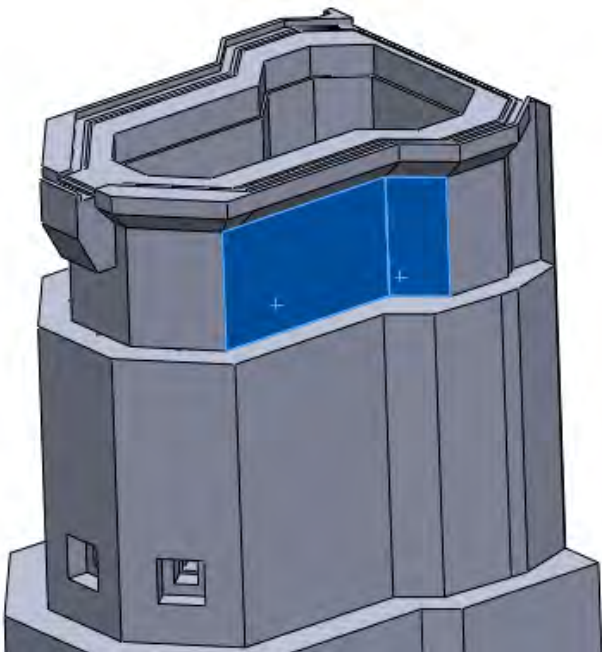


Ilustración 42: intersección donde se presentan las grietas

La ilustración numero 42 muestra el eje donde se produce un cambio de dirección en la geometría de la estructura en esta posición se detectaron grietas imortas que se muestran más adelante.



Ilustración 43: Grieta superior eje referencial ilustración numero 42

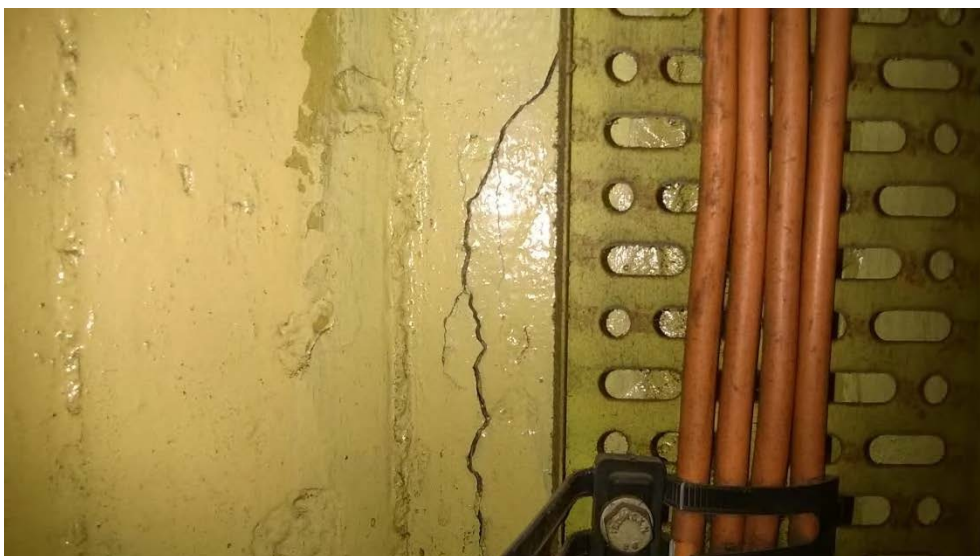


Ilustración 44: Grieta inferior eje referencial ilustración numero 42

Las grietas presentadas en las ilustraciones número 44 y 45, debido a la dirección que se producen son grietas producidas por esfuerzos de tracción en el hormigón, los pernos que sujetan la placa metálica a la pared, son los responsables de que se produzca esta falla.



Ilustración 45: Error constructivo

Las grietas anteriormente mencionadas sumadas a este sacado, deben ser reparadas con la inyección de algún elastómero con el fin de evitar que la estructura quede expuesta a las condiciones ambientales en forma directa, con el fin de retasar el proceso de calcificación del hormigón y disminuir la probabilidad de oxidación de las barras de refuerzo.

7.3 Modelación.

Las características de la estructura, y su importancia por la función que cumple presenta varios aspectos sobre los cuales debe ponerme atención a la hora de lograr una buena aproximación numérica, entendiéndolo que más allá de lograr una buena similitud geométrica lo que se busca es lograr emular la rigidez, por ello, se modela mediante elementos finitos, pues esta herramienta matemática, se adapta 100% al algoritmo de rigidez para resolver el problema de los desplazamientos que experimenta la estructura en estudio.

7.3.1 Elasticidad bidimensional.

La grilla para la modelación, se obtiene a partir de la maqueta virtual, desde donde se miden las distancias a “ejes” este criterio de modelación se respalda en que el objetivo del estudio es obtener los esfuerzos que sufre la estructura por medio de un estudio de tensiones en el plano.

El análisis de tensiones en el plano es posible gracias que la deformación en z (fuera del plano) es combinación lineal de las deformaciones que experimenta el plano en cada eje que lo conforma.

Por su parte, la maqueta virtual, nos permite conocer las dimensiones de todos los elementos estructurales que la conforman, basándose en esta se comienzan a determinar los tipos de elementos finitos que se utilizaran para la modelación.

7.3.2 Elementos finitos.

La propia naturaleza y función de la estructura obliga a tratar de obtener en todo momento la mayor información y de mejor calidad. Por ello se utilizan solo elementos tipo Shell para modelación, esto radica en que cada nodo de este elemento permite tres giros y tres desplazamientos por nodo.

7.3.2.1 Elemento finito tipo Shell thick.

La ilustración número 27, indica los elementos de la estructura que fueron modelados bajo este criterio, se observa que en la transición entre el nivel existe una variación de espesor dado que, los muros inferiores tienen un de espesor 1.7 [m]. la variación de espesor es de 70 [cm].

Si bien los espesores de los muros son muy grandes (70 [cm] inferior, 100 [cm] superior), y siendo consecuente con lo postulado en 7.3.1, el problema se mantiene siempre dentro del plano, y lo único que cambia es que ahora la constitutiva elástica de esta parte de la estructura tiene activada las cortantes. Debido a distorsión del giro que se produce en la flexión del elemento, (ver 3.3.2)

Esta decisión no genera grandes variaciones numéricas en los resultados pero responde a la responsabilidad de una correcta modelación, pues en todo momento se entiende que tanto las tensiones en Z como las deformaciones en esta dirección dependen completamente de lo que ocurre en el plano como se muestra a continuación.

La ecuación constitutiva de un material elástico isotrópico es la siguiente.

$$\sigma = D \cdot (\varepsilon - \varepsilon_0) \cdot \sigma_0$$

Si se desprecian las tanto las tensiones residuales como las deformaciones residuales se simplifican a la expresión.

$$\sigma = D \cdot \varepsilon$$

Al expandirla se puede observar claramente la presencia de las cortantes, sin embargo si imponemos la condición de que las tensiones son planas, es decir $\sigma_z=0$, el sólido continua teniendo la posibilidad de dilatarse en en plano z.

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2 \cdot \mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2 \cdot \mu & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & 0 & \lambda + 2 \cdot \mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix}$$

$$\lambda \cdot \varepsilon_x + \lambda \cdot \varepsilon_y + (\lambda + 2 \cdot \mu) \cdot \varepsilon_z = 0$$

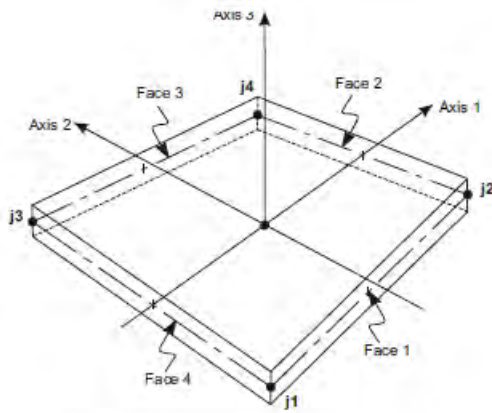
$$\varepsilon_z = \frac{-\lambda}{\lambda + 2 \cdot \mu} (\varepsilon_x + \varepsilon_y)$$

7.3.2.2 Elemento finito tipo Shell thin.

Las partes estructurales mostrados en la ilustración 28 son las que serán modeladas como este tipo de elementos, la relación ancho espesor, permite hacer este supuesto y con ello logramos disminuir el coste computacional, haciendo un modelo más liviano y con menor tiempo de respuesta.

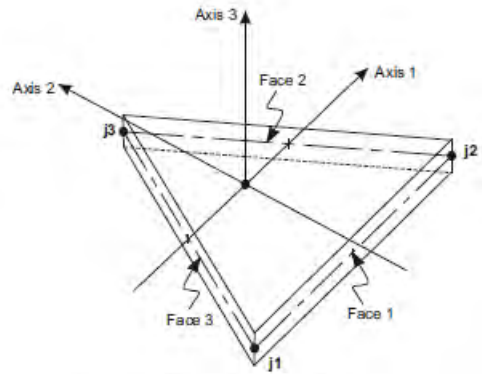
7.3.3 Transmisión de esfuerzos.

Como se ha reiterado la importancia de la estructura hace que se requiera una “correcta” modelación. Para la transmisión de esfuerzos entre encuentro de elementos como es sugerido por el manual de diseño de los desarrolladores de SAP2000 (C.S.I, 2009) en las transiciones de los mallados no se recomienda el uso de elementos de 2 lados, este hecho radica en la formulación de las funciones de transferencia que conforman el elemento finitos llevan menos información en el caso de un elemento triangular.



Four-node Quadrilateral Shell Element

$$N_i(\xi, \eta) = l_i^n(\xi) l_i^m(\eta) = \prod_{j=0, n, j \neq i} \frac{(\xi - \xi_j)}{(\xi_i - \xi_j)} \prod_{k=0, m, k \neq i} \frac{(\eta - \eta_k)}{(\eta_i - \eta_k)}$$

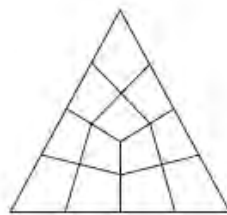


Three-node Triangular Shell Element

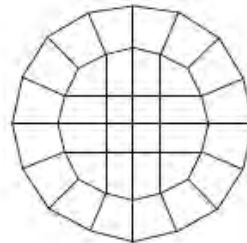
$$l_i^n(\xi) = \prod_{j=0, n, j \neq i} \frac{(\xi - \xi_j)}{(\xi_i - \xi_j)}$$

Ilustración 46: funciones de interpolación para elementos finitos Shell

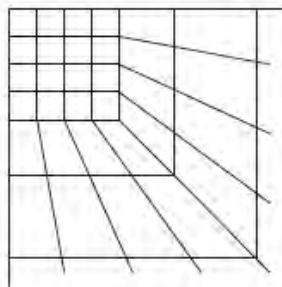
Al observar los polinomios de Lagrange, se observa que aquellos que representan el elemento triangular están parametrizado a una sola coordenada local.



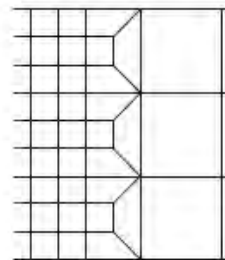
Triangular Region



Circular Region



Infinite Region



Mesh Transition

Ilustración 47: transmisión de esfuerzos.

Además de la recomendación de utilizar elementos cuadriláteros para la transición de esfuerzos, nos dice que el ángulo de la “recta” que une los puntos que unen los nudos que conforman el elemento debe tratar de mantenerse entre 30° y 45° , siempre pensado en establecer un buen comportamiento de las funciones que conforman al elemento finito.

7.3.4 Interacción suelo estructura.

La información recopilada da entender que las fundaciones son de una profundidad de 3 metros, esta distancia es bastante grande en relación a las fundaciones comunes de conjuntos habitacionales pequeño, por sus características, de profundidad y espesor medio de 2,6 metros para la parte que soporta la piscina del Rech-1, y dos metros para la parte trasera que soporta los muros como una fundación corrida, y unos dados aislados para las bombas del piso inferior. Estas características generan fundaciones con una rigidez muy alta, sumado al hecho que no hay suficiente información sobre la mecánica de suelo, todos aquellos nodos que conforman la parte inferior de la estructura, se empotran. Esto se muestra claramente en la figura número 30.

Un mejor estudio de mecánica de suelo, capaz de determinar los balastos, permitirá un estudio de mejor calidad, pues al conocer los balastos se incorpora la capacidad de soporte del suelo, el hecho de que se empotre la estructura al suelo no es capaz de reflejar la limitación de este de soportar tracciones. Además con esta modelación se podría tener una mejor aproximación de los asentamientos que ha experimentado la estructura.

7.3.5 Interacción Fluido – Estructura.

Las piscinas del reactor, son de forma octogonal, sin embargo para simplicidad de la modelación se utilizaran las ecuaciones de G.Housner para estanques de geometría rectangular. Utilizando el código (ACI 350, 2001). La limitante principal de esta modelación, es que solo permite realizar análisis unidireccionales, pues para cada dirección (X e Y) se deben acoplar sus respectivas masas. El hecho de que este análisis sea en una sola dirección, dificulta la aplicabilidad de la norma Nch 2369, pues no se puede realizar el análisis combinado en ambas direcciones.

El fenómeno del *sloshing*, se puede entender matemáticamente mediante una función de Bessel, de primera clase y orden cero, al graficar el comportamiento de la función, se observa que la curva que obtiene se asemeja al comportamiento de un oscilador amortiguado, sin embargo el valor de amortiguamiento es bastante pequeño como para incorporarlo como un amortiguador propiamente tal, en modelo, esto favorece a la modelación pues permite realizar un análisis modal espectral.

Sin embargo el hecho de que se pueda modelar el oleaje del agua, permite que se pueda determinar el tamaño máximo de las olas. Y así poder determinar si la rebarba del estanque que contiene el RECH-1, está de acuerdo a los códigos internacionales (ACI 350, 2001).

El informe de seguridad nuclear (DAN-DES, 2011), indica que el tamaño máximo que experimentara la ola dentro de la piscina es de 50 cm, lo que es menor a la respuesta del código (ACI 318, 2008), el cual según sus cálculos nos entrega un valor de 132 cm, independiente de esta diferencia, este resultado no requiere mayor análisis, pues al rebarba del rech-1 es capaz de soportar la 130 cm.

El acople de las masas impulsivas, se realizan con elementos infinitamente rígidos, los que se acoplan a la estructura en un nodo específico, en una altura determinada, esta modelación produce grandes concentraciones de esfuerzos, los que son causados por la aceleración de la masa y se transmiten al nudo. Debe tener en cuenta este fenómeno para la lectura de los resultados del análisis sísmico, pues estos esfuerzos, contaminan la respuesta del análisis y no deben ser considerados de ninguna manera.

La masas convectivas, según el código (ACI 350, 2001), se deben acoplar mediante resortes a la estructura, al realizar los primeros modelos se observo que esta modelación no es adecuada, dado que, la flexibilidad del resorte de acople es pequeña en comparación a la estructura en general, por lo que al acelerar el modelo y obtener los modos de vibrar. Se observa que en el primer modo es controlado por esta masa. Lo que está por completo distante de la realidad del fenómeno que se quiere estudiar.

Para obtener la rigidez del resorte de acople en primer intento se calcula según el código (ACI 350, 2001). Sin embargo esta era mucho menor a la utilizada, la cual se obtuvo al sintonizar la masa con la estructura, para ello se corre el modelo sin la presencia de las masas de agua, se obtiene el periodo fundamental en cada dirección, luego se calculan las masas y ya con estas conocidas se calcula la rigidez del resorte de acople.

Independiente de la forma en que se calculara la rigidez de este elemento, el fenómeno se seguía repitiendo, por lo que para evitar esto se decidió utilizar toda la masa como impulsiva, esto también se respalda en el hecho de que las masas convectivas en el peor de los casos alcanzan el 20% del total de masa.

7.4 Calibración del modelo

El hecho de que la estructura esta instrumentada, nos entrega la mejor herramienta para poder calibrar el modelo para ello, se utilizan los registros producidos por el sismo patrón, tanto d entrada como de salida.

El proceso de calibración se basa en la comparación de las señales, obtenidas desde el modelo contra las que registra el instrumento de salida. Se entiende que estas señales se asemejan a una onda, sin embargo en estricto *rigor, son solo un vector que contiene las aceleraciones, y además posee tantos puntos como según sea el intervalo de registro, que para este caso es de 200 puntos por segundo, la duración del sismo patrón es de 1,6 seg. Lo que genera vectores de un largo de 19601 puntos.

Para obtener la respuesta del modelo, se utilizan un análisis tiempo historia, el que acelera y monitorea la estructura punto a punto, esto asegura que el vector de respuesta del modelo tenga el mismo largo que el input. Ya con las respuestas obtenidas para ambas direcciones se compran los vectores.

La alta rigidez de la estructura, al ser tan alta, indica que la estructura es más sensible a los indicadores que se encuentran ligados a la aceleración, es por ello que se utilizan los parámetros mostrados en el capítulo 5.

Al observar los valores comparativos en casa una de las direcciones, que muestran en las tablas 29 para dirección Norte-Sur, y tabla 30 para dirección Este-Oeste. se puede concluir una vez calibrado el modelo lo siguiente.

7.4.1 Picos de aceleración.

Los picos de aceleración representa el valor máximo alcanzado por la señal, si bien puede darse que sean muy similares, pero sin embargo esta

información no es suficiente, además es necesario monitorear el instante en que se producen, y además establecer si este valor es capaz de reflejar el efecto de aplicación dinámica de la estructura. Para este estudio este compartimiento se logra reflejar debido a que la rigidez ha sido bien emulada en el modelo.

7.4.2 Intensidad de Arias.

La intensidad de arias entrega la información sobre la cantidad de energía liberada por vibración y unidad de masa, sin embargo aunque los valores sean similares no es capaz de reflejar, ni los contenidos de frecuencia ni el comportamiento gráfico de la señal. Por lo que por si solo no entrega demasiada información. Y por ello debe complementarse con otros indicadores para obtener una mejor descripción de la señal.

7.4.3 Potencial destructivo de Saragoni.

Este indicador no es sensible a la aceleración, sino más bien es susceptible a los espectros de velocidades, se utiliza para este estudio porque es capaz de determinar el contenido de frecuencia que contienen las señales, al incorporar la cantidad de cruces por cero que presenta el vector en estudio.

Por otra parte gracias a este indicador se puede observar tanto en la tabla 29 como en la tabla 30 que gracias a este indicador se refleja el ruido contenido en la señal, de monitoreo, este ruido o exceso de contenido de frecuencia se produce a que el instrumento es sensible a micro vibraciones y cambios de temperatura cosa que el modelo no es capaz de reflejar.

La presencia de este ruido, genera que el error se dispare sobre el 30%, para ambas direcciones en el indicador “potencial destructivo”, esto se debe a que su dependencia es cuadrática en relación a los cruces por cero. Este error

si bien es bastante elevado, no es representa mayor problema para la calibración, pues no es sensible a la aceleración como se comentó anteriormente.

7.5 Análisis sísmico,

Cuando el modelo se encuentra calibrado, implica desde la perspectiva de la ingeniería estructural, que la rigidez de la estructura ha sido emulada de la manera más fidedigna posible. Aquí radica la clave, para poder confiar en los resultados que arrojará el modelo. Como se mencionó en el capítulo 6, el análisis que se realizara es modal espectral .

Independiente de los grados de libertad del problema, y del gran tamaño de las matrices que lo conforman, el hecho de que la estructura no presente aisladores basales ni disipadores de energía, permite desacoplar la ecuación de movimiento, para ello se resuelve el problema de valores propios, el programa (Sap2000), necesita calcular la inversa de la matriz que asocia la masa y la rigidez.

Si por alguna razón, no se han realizado las medidas correctas de modelación mencionas en el capítulo 5, o por error de la persona que realiza el modelo, se apliquen compatibilidades cinemáticas erradas, SAP 2000, calculara de igual manera el problema de los valores propios y entregara resultados. Sin embargo no está consciente de que la solución esta errada, porque una mala asignación de compatibilidades, o nodos sueltos etc, generan elementos linealmente independientes en la matriz de rigidez, por lo que su inversa es igual a cero, sobre esta salvedad el programa hace caso omiso, por lo que es netamente responsabilidad del ingeniero realizar una buena modelación. Cuando se tiene confianza sobre el modelo recién se puede proceder a realizar un análisis dinámico confiable.

7.5.1 Espectro de aceleración.

Para poder obtener el espectro de aceleraciones, con el cual se realizarán los análisis, se recurre a la norma chilena, (Nch 2369, 2003). En el capítulo 6 se muestra el espectro en ambas direcciones y las tablas que indican los valores y parámetros desde los cuales se construyó, lo más destacable del espectro de diseño, es que en ambos casos la aceleración alcanza 0,5g, como se observó en la charla del profesor Saragoni, en el simposio latino americano de energía nuclearen abril del 2015, la respuesta del sector industrial chileno, no anda lejos de las aceleraciones (valor estándar de 0,48g) utilizadas en Japón para el diseño de plantas nucleares, lo que deja ver que la ingeniería chilena está facultada para enfrentar cualquier desafío de diseño y no tendría problemas calcular centrales nucleares.

De manera explícita la norma (Nch 2369, 2003), indica que no aplica para centrales nucleares, sin embargo se utiliza como herramienta de referencia para interpretar el comportamiento de la estructura y proceder con análisis dinámico de la misma.

7.5.2 Análisis tiempo historia.

Cada vez que se calibraba un modelo, la manera de obtener las respuestas del mismo era mediante un análisis tiempo historia, como se ha dejado entre ver a lo largo de este documento la falta de información es uno de los problemas recurrentes. Sin embargo la elección de este método se debe principalmente, a su naturaleza, es decir me permite observar el comportamiento de la estructura en cada punto del registro y además la norma (Society, earthquake instrumentation criteria for nuclear power plants, 2002), donde se especifica que los modelos serán calibrados mediante este análisis

además la instrumentación de la estructura se ajusta al requerimiento de 200 puntos por segundos indicado en (Society, criteria for the handling and initial evaluation of records from nuclear power plant seismic instrumentation, 2003).

Una vez obtenidas las respuestas que nos indicaban que el modelo se encontraba calibrado se procederá a l análisis modal espectral, se escoge este análisis para análisis dinámico por dos motivos fundamentales, el primero, es que permite reflejar la norma (Nch 2369, 2003), y acelerar la estructura con el espectro mostrado en el capítulo 6, y el segundo aspecto responde al tiempo computacional que toman los análisis, por su parte un análisis tiempo historia para esta estructura (siempre en el rango lineal) demora poco más de 5 horas, mientras que el modal espectral solo algunos minutos.

Lo que hace posible esta elección de análisis también se debe a que la naturaleza de la estructura lo permite, como se comentó anteriormente, el hecho que no cuente con aisladores ni disipadores de energía es responsable de esta elección también.

7.5.3 Combinaciones de cargas.

Para poder establecer el estado de cargas con el que obtendrán los resultados, se recurre a los códigos (ACI 349, 2001), en plano internacional y ligado al mundo nuclear, (Nch 2369, 2003) y (Nch 3171, 2010), en el ámbito nacional. Como respuesta se obtiene que la combinación que controlo la revisión de este diseño viene del código (ACI 349, 2001).

$$U = 1.4 D + 1.4 F + 1.7 L + 1.7 H + 1.7 E + 1.7 R$$

Dónde:

D: cargas muertas

F: cargas debidas al peso y las presiones de fluidos con densidades bien definidas

L: cargas vivas

H:cargas debido al peso y presión del suelo.

E: carga sísmica

R:cargas debido a las reacciones en equipos y piping

Los parámetros F, H, y R, de la combinación de carga mostrada anteriormente, no se consideran para el análisis debido a que las cargas ligadas a estos parámetros no están presentes en la estructura. Finalmente la combinación que controla la revisión es.

$$U = 1.4 D + 1.7 L + 1.7 E$$

Esta combinación es similar a las presentes en los códigos chilenos, con la salvedad que el 1.7 es 1.6, esto genera que la combinación del ACI sea mayor en su probabilidad de ocurrencia por lo que es más conservador.

7.5.4 Análisis Elástico.

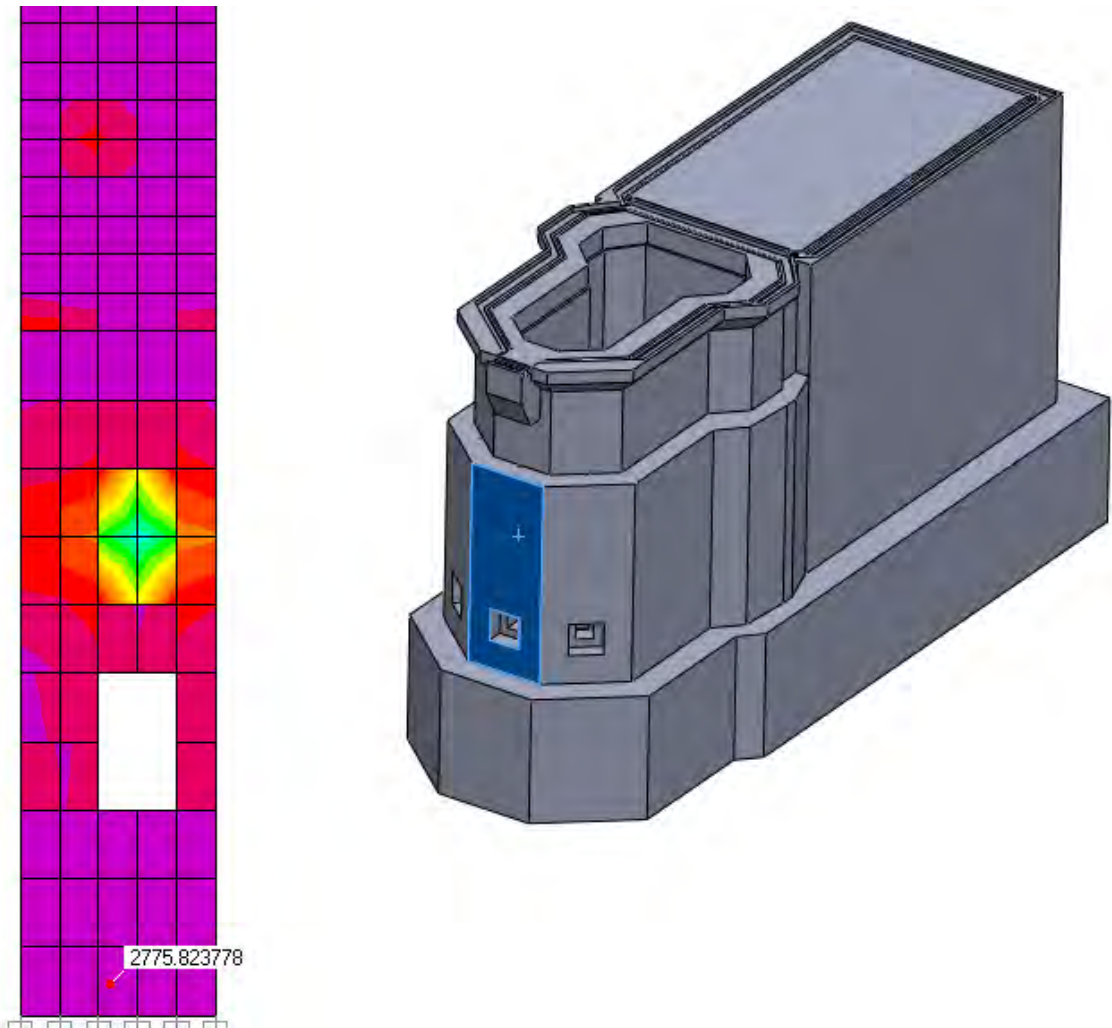


Ilustración 48: corte basal de la estructura obtenido desde el modelo.

Según la norma (Nch 2369, 2003), podríamos calificar la estructura como tipo C1, es decir una obra crítica, principalmente debido al daño que provocaría se llegase a fallar, como elemento de contención de material radiactivo. Según esta misma norma podemos determinar el corte basal que la estructura es capaz

de soportar, el parámetro de coeficiente sísmico, debido a las características de la estructura es muy elevado por lo se restringe lo indicado en la tabla 5.7 de la norma (Nch 2369, 2003).

El intervalo de aceptación de la norma, es [650; 6390] [ton], al observa la imagen anterior, el corte basal que entrego el modelo es de 2775 toneladas en la dirección más exigida, se puede concluir que se adapta a la normativa nacional.

El valor mostrado en la figura anterior responde al análisis dinámico de la estructura desarrollado en Sap2000, con el espectro de diseño que entrega la norma (Nch 2369, 2003).

Es importante señalar que las concentraciones de esfuerzos que se producen a medio muro, corresponde al acople de las masas su lectura de esfuerzos no es reflejo real.

7.5.5 Terremoto 27 de febrero del 2010.

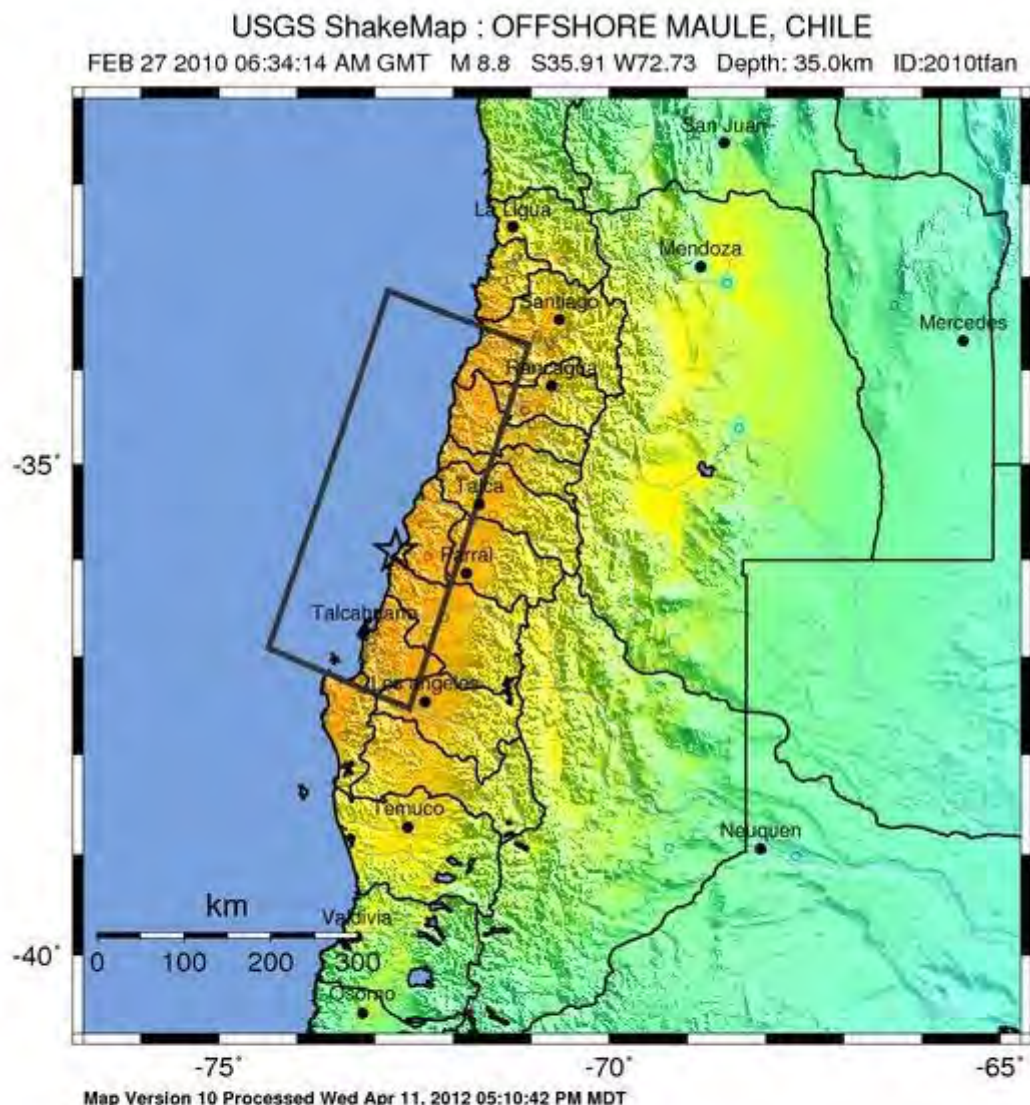
El terremoto del 27 de febrero ocurrió un día viernes, este hecho fue crucial para poder evaluar el sistema de seguridad del reactor.

El sistema esta programado para apagarse cuando la aceleración alcanza 0,1g, el hecho de que fuera un día viernes coincide con la puesta en operación del el cual trabaja una vez a la semana.

En la imagen número 49, que se muestra a continuación, se puede observar que la aceleración alcanza poco más de 0,2g. Porque es completamente esperable que el reactor dejase de operar, por otra parte los análisis se realizaron con aceleraciones de 0,5g, por lo que todos los esfuerzos producidos el día del 27 de febrero, fueron menores a los que entrega el modelo.

Los esfuerzos de flexión que exigen la estructura en el block de la piscina son bastantes elevado con valores, sin embargo al contrastarlos con el muro de 1,7 metros de espesor y de dimensiones de 3.98 [m] de largo y 6.4 [m] de alto este valor no alcanza a producir grietas en la estructura.

Según se monitorea la estructura en el modelo, esta se mantiene trabajando en fase uno constantemente si el intervalo de aceleraciones que la afecten se encuentra en 0 y 0,5g.



PERCEIVED SHAKING	Not felt	Weak	Light	Moderate	Strong	Very strong	Severe	Violent	Extreme
POTENTIAL DAMAGE	none	none	none	Very light	Light	Moderate	Mod./Heavy	Heavy	Very Heavy
PEAK ACC.(%g)	<0.1	0.5	2.4	6.7	13	24	44	83	>156
PEAK VEL.(cm/s)	<0.07	0.4	1.9	5.8	11	22	43	83	>160
INSTRUMENTAL INTENSITY	I	II-III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X

Scale based upon Wald, et al.; 1999

Ilustración 49: aproximación de las aceleraciones producidas por terremoto “27f”

7.5.6 Limitaciones.

La presencia de la falla geológica de San Ramón que se encuentra en la ladera se encuentra en dirección a la cordillera a una distancia menor a los 700 [m], no se considera dentro de este estudio debido a la complejidad del estudio que se necesita para poder lograr interpretar de la mejor manera la aceleración que se producirá en caso de que se active la falla.

El análisis dinámico se realiza solo en el rango elástico, la aceleración a la cual se somete el modelo es incapaz de hacer plastificar a los materiales,

Los cálculos de las retracciones por pérdida agua y la fluencia por fluencia lenta, están sobre estimados, según la comparación empírica con el banco de datos (RILEM, 2014), y siguiendo lo sugerido por el código (ACI 209, 2008).

La incorporación de las masas de agua, al ser unidireccionales obliga realizar un análisis por separado en cada dirección y dificultan obtener una respuesta más exacta al acelerar el modelo en dirección diagonal.

8 BIBLIOGRAFIA

- ACI 209, C. (2008). *Guide for modeling and calculating Shrinkage and Creep in hardened Concrete*. Michigan, Farmington Hills, USA.
- ACI 318, C. (2008). *requisitos de reglamento para concreto estructural y comentarios*. Michigan, Farmington Hills, USA: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- ACI 349, C. (2001). *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary*. Michigan, Farmington Hills: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- ACI 350, C. (2001). *Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures*. Michigan, Farmington Hills, USA: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- Arnold, & M. (2003). range of applicability of Reissner –mindlin and Kirchhoff-Love plate bending models.
- C.S.I, C. &. (2009). *SAP2000 Basic Analysis Reference Manual*. California.
- Celigüeta, J. (2008). *método de elementos finito para el análisis estructural* (3 ed.). Madrid, España.
- DAN-DES, R.-1. (2011). *Descripción del Reactor RECH 1*. Santiago, Chile: Comisión Chilena De Energía Nuclear.
- Ebensperger, &. B. (1991). *Early age volumen changes in concrete due to chemical shrinkage of cement paste*. Munich, Alemania.
- Holmgreen, A. (2011). *Apuntes de Tecnología del Hormigón*.
- Housner, W. (1954). *Earthquake pressures on fluid containers*. California, Pasadena, USA.
- Meruane, V. (s.f.). *Dinámica Estructural*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile.

- Meruane, V. (s.f.). *Vibraciones mecánicas*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Universidad de Chile.
- Nch 1537, C. (1986). *Diseño de edificios Cargas permanentes y sobre cargas de uso*. Chile.
- Nch 2369, C. (2003). *Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Chile.
- Nch 3171, C. (2010). *Diseño estructural Disposiciones generales y combinaciones de cargas*.
Chile.
- Newmark, R. (1976). *Fundamentos de Ingeniería sísmica* (1 ed.). Mexico: Diana.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (12 ed.). Nueva York: McGRAW-HILL BOOK
COMPANY.
- Riddell, R. (2005). *EVALUACIÓN DE ÍNDICES DE INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL SUELO
SEGÚN CORRELACIÓN CON LA RESPUESTA A TERREMOTOS*. Concepcion: Departamento
de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Universidad Católica de Chile.
- RILEM. (2014). *RILEM*. Obtenido de <http://www.rilem.org/>
- Society, A. N. (2002). *earthquake instrumentation criteria for nuclear power plants*. illinois.
- Society, A. N. (2003). *criteria for the handling and initial evaluation of records from nuclear
power plant seismic instrumentation*.
- Teneketzis, & A. (1998). *Finite Element Analysis for Composite Structure* (3 ed.). Dordrecht,
Holanda: Kluwer Academic Publishers.
- Timoshenko, & W.-K. (1989). *Theory of plates and shells* (2 ed.). Nueva York, USA: McGRAW-
HILL BOOK COMPANY.